

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**PROPUESTA DE OBRAS HIDRÁULICAS PARA EL SISTEMA
CAPTACIÓN, CONDUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA
EL SECTOR MENOR DE RIEGO DE LA COMUNIDAD
CAMPESSINA DE PASAMBARA- SANTIAGO DE CHUCO**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Área de Investigación: Hidráulica

AUTORES: Br. CORDOVA PEREZ PATRICIA LIZETH
Br. LINARES VALDIVIA CESAR MIGUEL

ASESOR: Ms. RICARDO NARVAEZ ARANDA

TRUJILLO - PERU, JULIO - 2016

Nº de Registro: _____

Tesis: “PROPUESTA DE OBRAS HIDRÁULICAS PARA EL SISTEMA CAPTACIÓN, CONDUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA EL SECTOR MENOR DE RIEGO DE LA COMUNIDAD CAMPESINA DE PASAMBARA- SANTIAGO DE CHUCO ”

Por: Br. CORDOVA PEREZ PATRICIA LIZETH
Br. LINARES VALDIVIA CÉSAR MIGUEL

JURADO EVALUADOR

Presidente:

Ing. CARLOS VARGAS CARDENAS

Secretario:

Ing. FELIX PERRIGO SARMIENTO

Vocal:

Ing. JOSÉ LUIS SERRANO HERNANDEZ

Asesor:

Ms. RICARDO NARVAEZ ARANDA

PRESENTACION

Señores Miembros del Jurado:

Dando cumplimiento al Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada “Antenor Orrego”, para el título Profesional de Ingeniero Civil, es grato poner a vuestra consideración, la presente tesis titulada: “PROPUESTA DE OBRAS HIDRÁULICAS PARA EL SISTEMA CAPTACIÓN, CONDUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA EL SECTOR MENOR DE RIEGO DE LA COMUNIDAD CAMPESINA DE PASAMBARA- SANTIAGO DE CHUCO”

Atentamente,

Trujillo, Julio del 2016

Br. CORDOVA PEREZ PATRICIA L.

Br. LINARES VALDIVIA CESAR M.

DEDICATORIA

La vida se encuentra plagada de retos, y una de ellos es la universidad; tras verme dentro de ella, me eh dado cuenta que más allá de ser un reto, es una base no solo para mi entendimiento del campo del que me eh visto inmerso, sino para lo que concierne a la vida y mi futuro.

Al creador de todas las cosas, al que me ha dado fortalezas para culminar esta etapa de mi vida Dios padre celestial, con toda humildad que de mi corazón puede emanar, dedico a ti mi señor este trabajo.

De igual forma dedico esta tesis a mis queridos Padres Rosa Pérez y Vinter Córdova, que sabiendo formarme con buenos sentimientos, hábitos y valores eh podido salir adelante en los momentos más difíciles de la etapa estudiantil universitaria; a mi gran amor Angel Giron, mis hermanos quienes estuvieron ahí brindándome su apoyo incondicional.

PATRICIA LIZETH CÓRDOVA PEREZ.

Dedico esta Tesis a mi madre Teófila Valdivia Valderrama, por brindarme su amor y su apoyo incondicional, lo cual me fortalece para lograr todas mis metas.

A mi padre César Linares Chavarri quien me cuida desde el cielo, y quien me impulsó a estudiar esta hermosa carrera de Ingeniería Civil.

A mis hermanos Juan Carlos, Pilar; y a mis tíos por el apoyo que siempre me brindaron día a día en el transcurso de cada año en mi vida Universitaria.

CÉSAR MIGUEL LINARES VALDIVIA

AGRADECIMIENTO

Agradecida infinitamente con Dios, con mis padres mama Rosa, papa Vinter, por el arduo sacrificio que se hizo día a día el apoyo incondicional que me dieron para ahora ser una gran profesional, por lo sabios consejos que me dan para ser una buena persona día a día.

A mis hermanos por su apoyo moral sus consejos que hasta la fecha lo hacen Mirko, Denis, mis gemelas Liliana Cecilia; mi sobrinos queridos a todos ellos en especial a mi Aaron. A una persona especial mi gran amor mi Angelito, a mis abuelos. Manuela y Saúl que sus consejos están atados a mi cuello como collar de perlas Gracias a uds.

Son muchas las personas especiales a las que me gustaría agradecer su amistad, apoyo, ánimo y compañía en las diferentes etapas de mi vida. Algunas están aquí conmigo y otras en mis recuerdos y en el corazón. Darles las gracias por formar parte de mi persona, amigos(as) señores jurados, mi asesor Ing. Narvaez Aranda gracias.

PATRICIA LIZETH CÓRDOVA PÉREZ.

Agradezco a Dios, a mis padres, a mi familia, y a todos aquellos que contribuyeron en la ejecución de mi proyecto de tesis.

A mi asesor Ing. Ricardo Narvaez Aranda, por las orientaciones brindadas en la elaboración, ejecución y redacción de mi proyecto de tesis.

A los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, quienes nos brindaron una formación ética y profesional.

CÉSAR MIGUEL LINARES VALDIVIA

RESUMEN

La presente tesis se ha desarrollado en el Centro Poblado de Pasambara pertenece al Distrito de Quiruvilca, el cual se encuentra a 3900 msnm. es una población andina típica de la Región Quechua, Políticamente corresponde a la provincia de Santiago de Chuco, Departamento la Libertad.

El área de riego en el sector menor de riego de Pasambara es de 435 hectáreas, siendo los tipos de cultivo tradicionales la papa, maíz, trigo, cebada y hortalizas. De acuerdo información técnica proporcionada por la junta de regantes de Pasambara, el Balance hidrológico: el plan de Cultivo y riego necesitan un caudal de demanda que debe llegar al área de riego es de 0.443 m³/s.

Para resolver este problema de riego se está considerando realizar una estructura de captación conformado por barraje mixto de longitud de 30m: un barraje de concreto tipo Greager y una compuerta metálica de 1.00 X 1.30m, con altura de barraje de 1.30m y muros de encauzamiento de 4.10m de altura, para un caudal máximo de 214.14 m³/s y un caudal de derivación de 616 l/s, un desarenador y canal de conducción de sección rectangular y trapezoidal con sus obras de arte, con una longitud total de 3296 ml de estructuras de conducción.

Para esto se ha realizado estudios topográficos, hidrológico, determinación de la demanda de riego, caudales máximos y mínimos en el río Pasambara y estudio de impacto ambiental.

ABSTRAT

This thesis has been developed in the Town Center Pasambara belongs to quiruvilca district, which is located at 3900 msnm.es a typical Andean Quechua population of the region, politically it corresponds to the province of Santiago de Chuco, Department of Freedom.

The irrigation area in the lower Pasambara irrigation sector is 435 hectares, the types of traditional farming potatoes, corn, wheat, barley and vegetables. According technical information provided by the board of irrigators Pasambara, the hydrological balance: Cultivation plan and irrigation need a flow demand should reach the irrigation area is $0.443 \text{ m}^3 / \text{s}$.

To resolve this problem irrigation is considering an intake structure comprised of mixed length 30m barrage: A barrage of particular type Greager and a metal gate $1.00 \times 1.30\text{m}$, height of barrage of 1.30m walls pathing 4.10m high, for a maximum flow rate of $214.14 \text{ m}^3 / \text{s}$ and a bypass flow of $616 \text{ l} / \text{s}$, a sand trap and raceway rectangular and trapezoidal section with their artwork, with a total length of 3296 ml of structures of conduction.

For this has been done topographical, hydrological, determining the demand for irrigation, maximum and minimum flow in the river Pasambara and environmental impact study.

INDICE DE CONTENIDO

JURADO EVALUADOR.....	II
PRESENTACION	III
DEDICATORIA.....	IV
AGRADECIMIENTO.....	V
RESUMEN.....	VI
ABSTRAT.....	VII
INDICE DE CONTENIDO	VIII
CAPITULO I: INTRODUCCION	1
1.1. REALIDAD PROBLEMÁTICA	1
1.2. ENUNCIADO DEL PROBLEMA.....	2
1.3. ANTECEDENTES.....	3
1.4. IMPORTANCIA DEL ESTUDIO	5
1.5. PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA MEJORAR LA INFRAESTRUCTURA DE RIEGO	6
1.6. OBJETIVOS DEL PROYECTO	7
1.6.1. OBJETIVO GENERAL	7
1.6.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS	7
1.7. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	7
1.8. CRITERIOS TECNICOS ESPECIFICOS DE DISEÑO	8
1.9. UBICACIÓN GEOGRAFICA DEL PROYECTO	9
CAPITULO II : MARCO TEORICO	10
2.1. DISEÑO HIDRAULICO DE LA ESTRUCTURA DE CAPTACION.....	10
2.1.1. BOCATOMA.....	10
2.1.2. PARTES DE UNA CAPTACIÓN	11
2.1.3. DATOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO.....	15
2.2. DISEÑO HIDRAULICO DEL DESARENADOR.....	16
2.2.1. FUNCIONALIDAD DE UN DESARENADOR.....	17
2.2.2. TEORIA DE LA SEDIMENTACIÓN	18
2.2.3. ECUACIONES BÁSICAS Y CRITERIOS PARA EL DISEÑO.....	23
2.2.4. DIAMETRO DE LAS PARTICULAS A SEDIMENTAR (D)	27

2.3.	CANALES	28
2.3.1.	CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO	29
2.4.	CAIDAS INCLINADAS	32
2.5.	TOMA LATERAL.....	34
2.5.1.	PÉRDIDAS DE UNA TOMA EN UN SUB CANAL	34
2.5.2.	PÉRDIDA POR DERIVACIÓN.....	34
2.5.3.	PÉRDIDAS POR BORDE DE ENTRADA	35
2.5.4.	PÉRDIDA POR COMPUERTA	36
CAPITULO III: MATERIAL Y METODOS.....		38
3.1.	TOPOGRAFIA.....	38
3.1.1.	RECONOCIMIENTO DEL TERRENO	38
3.1.2.	RED DE APOYO PLANIMETRICO Y ALTIMETRIA.....	38
3.1.3.	LEVANTAMIENTO DE CURVAS A NIVEL.....	42
3.1.4.	TRABAJO DE CAMPO.....	44
3.1.5.	TRABAJO DE GABINETE	45
3.2.	ESTUDIO DE SUELOS	45
3.2.1.	EXPLORACIÓN Y MUESTREO DE SUELOS	46
CAPITULO IV: RESULTADOS		53
4.1.	UBICACIÓN.....	53
4.2.	TOPOGRAFÍA DE LA ZONA	54
4.3.	HIDROLOGIA	55
4.3.1.	DISPONIBILIDAD HÍDRICA DE LA CUENCA	56
4.3.2.	GEOMORFOLOGÍA DE LA CUENCA.....	56
4.4.	ASPECTO AGRO – ECONÓMICO	57
4.5.	RESULTADOS DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS	58
4.6.	DEMANDA DE RIEGO DE CULTIVO	63
4.6.1.	BALANCE HIDROLÓGICO PLAN DE CULTIVO Y RIEGO	63
4.6.2.	DEMANDA DE RIEGO	63
4.7.	DETERMINACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO Y MÍNIMO DEL RIACHUELO DE PASAMBARA	64
4.8.	PLANTEAMIENTO HIDRAULICO DE OBRAS HIDRAULICAS	76
4.9.	RESULTADOS DEL DISEÑO HIDRAULICO	81
4.9.1.	DISEÑO HIDRÁULICO DE LA BOCATOMA.....	81

4.9.2.	Diseño hidráulico del canal.....	97
4.9.3.	Diseño hidráulico de las transiciones	100
4.9.4.	Diseño hidráulico de poza disipadora.....	102
4.10.	ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL.....	112
4.10.1.	Plan de Gestión Ambiental.	113
4.10.2.	Concepción de la gestión ambiental.....	113
4.10.3.	Objetivos del plan de gestión ambiental	113
4.10.4.	Bases técnicas para la gestión ambiental	114
4.10.5.	Medidas de mitigación	114
4.10.6.	Plan de Contingencias.....	116
CAPITULO V: CONCLUSIONES		117
5.1.	CONCLUSIONES:.....	117
CAPITULO VI: RECOMENDACIONES		121
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....		122
ANEXOS.....		123

INDICE DE ILUSTRACIONES

Figura I-01: Ubicación geográfica del proyecto	9
Figura II-02: Trayectorias de partículas en el sedimentador.....	19
Figura II-03: Elementos de una Caída horizontal	33
Figura II-04: Caudales en un desvío	35
Figura IV-05 - Ubicación Departamental del Estudio.....	53
Figura IV-06 - Ubicación Provincial del Proyecto.....	54
Figura IV-07: Ubicación geográfica del proyecto	55

INDICE DE TABLAS

Cuadro II-01: VISCOSIDAD CINEMÁTICA DEL AGUA	18
Cuadro II-02: NÚMERO DE HAZEN (VS/VO).....	23
Cuadro II-03: DIAMETRO LÍMITE DE SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	25
Cuadro II-04: VELOCIDADES DE CAIDA PROMEDIO	26
Cuadro II-05: VALORES DE “K” PARA PEQUEÑAS VELOCIDADES DE FLUJO.....	27
Cuadro II-06: TIEMPO DE SEDIMENTACION PROMEDIO	27
Cuadro II-07: CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL EN SUSPENSIÓN SEGÚN SU TAMAÑO	28
Cuadro II-08: TALUD RECOMENDADO EN CANALES.....	30
Cuadro II-09: VELOCIDADES MÁXIMAS PERMISIBLES PARA CANALES NO REVESTIDOS	31
Cuadro II-10: COEFICIENTE PARA DETERMINAR PÉRDIDAS POR DERIVACIÓN	35
Cuadro II-11: VALORES DE COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN SEGÚN LA RELACIÓN A/Y1	37
Cuadro III-12: PRECISION DE LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	40
Cuadro III-13: SELECCIÓN DE LA EQUIDISTANCIA.....	44
Cuadro III-14: CLASIFICAR LA TOPOGRAFIA DE UN TERRENO	44
Cuadro III-15: CLASIFICACION DE SUELOS POR INDICE DE PLASTICIDAD	49
Cuadro IV-16: PRECIPITACIÓN MENSUAL DE LA ESTACIÓN HUAMACHUCO.....	56
Cuadro IV-17: BALANCE HIDROLÓGICO DE CULTIVO Y RIEGO	63
Cuadro IV-18: CÁLCULO DE CAUDALES.....	64
Cuadro VI-19: IMPACTOS AMBIENTALES Y SUS MEDIDAS DE MITIGACIÓN Y/O CORRECCIÓN.....	115

CAPITULO I: INTRODUCCION

1.1. REALIDAD PROBLEMÁTICA

Nuestra Compleja y diversa Realidad Nacional nos Orienta a buscar aminorar los índices de Pobreza en la diversidad localidad de Perú. Al ser nuestro país eminentemente Agrícola requiere de la Disponibilidad de recursos hídricos y de una moderna Infraestructura de riego que permite un mejor aprovechamiento del recurso.

El sistema tradicional de cultivo de la tierra, en nuestra sierra especial, a través del riego por secano, es decir solo reciben agua que aportan las lluvias y aprovechan la humedad del suelo; pero los ciclos periódicos de escasez y abundancia de lluvias originan disminución y pérdidas en la producción, lo que a su vez origina que las condiciones de vida del poblador rural sean más precarias, esto se refleja en el aumento de la pobreza e incremento del fenómeno migratorio, constituyéndose éste en la principal pobreza del país.

El problema de que afrontan las obras hidráulicas construidas por los propios agricultores sin criterio técnico es cada vez que ocurre un fenómeno del niño. En el período de los años 1997-1998 la presencia del fenómeno "El Niño", ocasionó fuertes precipitaciones e inundaciones en la Cuenca del Río Moche, originando descargas superiores a los registros históricos en los cauces y quebradas estacionales, situación que agravó el problema en diferentes sectores de captación de agua para riego, debido a que desde hace muchos años no se consignó abundante material de arrastre, erosionando las insuficientes defensas existentes y tomas rústicas en sus riberas, logrando colmatar el lecho del mismo, a tal extremo que se produjeron desbordes, afectando grandes áreas de cultivo, infraestructura de riego, caminos y poniendo en riesgo a los centros

poblados pertenecientes a la comisión de regantes de los sectores y subsectores del Valle Moche.

Este es un problema de todos los años en los meses que se producen grandes precipitaciones, siendo las estructuras más afectadas las que no tienen protección como las tomas rústicas ocasionando un gran malestar a los pobladores de los diferentes sectores de riego de la cuenca del río Moche, lo cual afecta directamente en la económica de sus pobladores por el bajo rendimiento de sus tierras de cultivo.

En la sierra Liberteña los agricultores de las localidades actualmente agrupados en junta de regantes a través de los años por la necesidad de regar sus cultivos, han construido en forma rústica estructuras de captación y estructuras de conducción sin criterios técnicos en la mayoría de casos, viéndose perjudicados al no captar el agua suficiente durante todo el año y además si consideramos la pérdida de agua por infiltración en los canales debido a que no son revestidos.

Según las estadísticas determinados por el Ministerio de Agricultura del 2015 hay un déficit de proyectos de infraestructura de riego en un 62%, lo cual hace que se realicen proyectos para mejorar la infraestructura de riego de las diferentes localidades colocando estructuras de concreto como bocatomas, desarenadores, canales revestidos, compuertas, obras de arte, etc.

1.2. ENUNCIADO DEL PROBLEMA

Debido a las características de la problemática indica nuestro enunciado es: ¿Cuál es la propuesta adecuada de obras hidráulicas para el sistema captación, conducción y distribución de

agua para el sector menor de riego de la Comunidad Campesina de Pasambara en Santiago de Chuco?

1.3. ANTECEDENTES

El centro Poblado de Pasambara pertenece al Distrito de Quiruvilca, el cual se encuentra a 3900 msnm. es una población andina típica de la Región Quechua, Políticamente corresponde a la provincia de Santiago de Chuco, Departamento la Libertad. *Referencia INEI-2015.*

Los pequeños sistemas de riego que existen en la zona rural de la provincia de Quiruvilca, La Libertad, son de tipo rustico con muchas deficiencias, tanto en la infraestructura de captación y conducción, como en la red de distribución. La escasa oferta del agua en la época de sequía, se ve agudizada con los problemas de operación que se presentan para la distribución del agua en las diferentes y numerosas parcelas, no solo por el mal estado de las acequias de reparto, en las que se producen pérdidas importantes de agua, sino también por los tiempos muertos excesivos que demora en llegar el agua a los puntos de servicio.

Uno de los problemas centrales del distrito de Quiruvilca en la provincia de Santiago de Chuco del Departamento de la Libertad, concierne a la limitación del recurso hídrico para el desarrollo socioeconómico de la Micro Región. En este sentido, es importante realizar propuestas para elaboración de proyectos que mejore la irrigación de sus zonas agrícolas, para superar y dar solución a las restricciones de la agricultura por la falta de agua.

Situación actual del área de riego

Se ha determinado que la problemática actual del sistema de riego de Pasambara es debido a que las estructuras existentes fueron construidas rústicamente como la bocatoma, canales sin revestir, no cuentan con desarenador, falta de tomas laterales, etc. Los que fueron construidos en forma rústica por los propios agricultores y en mejor de los casos con ayuda municipal en materiales pero sin la orientación técnica por falta de presupuesto.

Área de riego y tipo de cultivo

El área de riego según la junta de regantes de Pasambara es de 435 hectáreas dedicadas al cultivo de papa, maíz, cebada, trigo y hortalizas de la zona, teniendo problemas en cultivos todas las tierras por falta de agua. Se cuenta con el río Pasambara que es tributario del río Moche que en épocas de lluvia es muy caudaloso de diciembre a marzo y en épocas de estiaje baja su caudal en los meses de agosto a noviembre

Características del canal existente:

Por información de la junta de regantes, el canal tiene una antigüedad de más de 16 años aproximadamente, por el tipo de material es rústico presenta pérdidas por infiltración de hasta un 60% de su capacidad de conducción para canales de tierra. Durante su recorrido presenta toma directa que está mal ubicado a lo largo de las parcelas agrícolas lo que hace aún más que se pierda agua por filtración por mala aplicación a los cultivos. Actualmente la distribución del agua de riego se da por turnos que son cada 10 días; cada agricultor riega 12 horas cada semana. La eficiencia de riego actual es de 35%; con el proyecto se incrementaría hasta un 65%.

El servicio que brinda el canal de riego, es para un total de 184 usuarios, donde se toma en cuenta a los usuarios que son miembros

de varias familias, y por datos de estadística y autoridades de la zona se cuenta con un total de 736 habitantes aproximadamente bajo la influencia del canal en estudio.

Las características del sistema de riego actual son:

- Lugar de origen: captación rustica río pasambara
- Longitud de canal actual: 2.25 Km.
- Ancho de canal actual : 0.40m
- Alto de canal actual: 0.35 m
- Actualmente abastece a solo a 385 de las 435 hectáreas que son disponibles para riego.
- Los pobladores han formado una junta de regantes de Pasambara los mismos que son encargados de la administración del uso del agua.

1.4. IMPORTANCIA DEL ESTUDIO

Es importante este proyecto porque con el planteamiento del mejoramiento de una adecuada infraestructura de riego se logrará después de su construcción:

- Disminuir las pérdidas del recurso hídrico é incrementar la eficiencia de conducción del 35% a 65%.
- Garantizar la dotación de agua para uso agrícola y pecuario de la zona.
- Originar ingreso económico alternativo temporal para obreros de la zona, durante la ejecución de las obras.
- Construcción de la infraestructura de riego para incorporar mayor extensión de tierras aptas para cultivo.

- Capacitación de los beneficiarios del proyecto, en mantenimiento y operación de sistema de riego, así como plan de reparto de agua.

1.5. PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA MEJORAR LA INFRAESTRUCTURA DE RIEGO

Nuestra tesis presenta una Propuesta de obras hidráulicas para el sistema captación, conducción y distribución de agua para el Sector Menor de Riego de la Comunidad Campesina de Pasambara de la Provincia de Santiago de Chuco, constituye una posibilidad para disponer de una adecuada infraestructura de riego y garantizar así la disponibilidad del recurso hídrico, lo que permitirá con este estudio tener una base a nivel de ingeniería con los conocimientos obtenidos en la universidad, para luego formular un expediente técnico para ser presentado a las entidades de gobierno y buscar su financiamiento cuya construcción lograra además de un buen uso racional de agua elevar el nivel de vida de la población en el Distrito de Quiruvilca que se encuentran en condiciones extremas pobreza, mejorando su agricultura.

El desarrollo del Distrito de Quiruvilca está condicionado entre otros factores al incremento de la producción y productividad agropecuaria, al estar ubicado en la sierra peruana dentro de los lugares clasificados como en extrema pobreza en el departamento de la Libertad, para la cual se debe identificar los grupos humanos que se encuentren en esta situación, a fin de priorizar proyectos, cuya ejecución permita elevar el nivel socioeconómico de estos pobladores. Fuente INE.

En esta tesis se presenta el diseño hidráulico de las siguientes estructuras:

- Diseño de una Bocatoma – Desarenador – Aliviadero.

- Diseño canal de conducción de 3296m, de sección trapezoidal y rectangular.
- Posas disipadores que son necesarias según la topografía del canal.
- Diseño de rápidas según la topografía del canal.

1.6. OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.6.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar una propuesta de obras hidráulicas para el sistema captación, conducción y distribución de agua para el sector menor de riego de la Comunidad Campesina de Pasambara- Santiago de Chuco.

1.6.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Realizar estudios básicos de ingeniería: estudios de suelo, topografía e hidrológicos.
- Determinar el caudal de demanda de riego.
- Efectuar el caudal máximo y mínimo en el cauce del río.
- Realizar el diseño hidráulico de una bocatoma.
- Realizar el diseño hidráulico de un desarenador.
- Realizar el diseño del canal de conducción y obras de arte.
- Diseñar los planos respectivos del proyecto.

1.7. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El presente estudio se justifica teniendo en cuenta que en la Localidad el 85% de la población se dedican a la agricultura como

medio de vida; mejoramiento de la infraestructura de riego beneficiara directamente a 184 usuarios. Este proyecto se diseñara utilizando criterios a nivel de ingeniería para optimizar el uso del recurso hídrico, mejorar la producción agrícola de 435 hectáreas de cultivo y por ende mejorara las condiciones de vida de sus habitantes cuando el proyecto se ejecute.

1.8. CRITERIOS TECNICOS ESPECIFICOS DE DISEÑO

Por tratarse de obra de infraestructura de riego, el diseño de las obras toma en cuenta los siguientes criterios:

- El caudal de diseño de las obras considera la demanda de agua y los factores de eficiencia de riego.
- Se considera los mismos cultivos tradicionales de la zona considerándose el área agrícola disponible.
- Para el diseño de las estructuras proyectada se ha tenido en cuenta las normas contenidas en:
 - Reglamento Nacional de Edificaciones.
 - ACI-95 (American Concrete Institute)
 - USBR (U.S. Bureau of Reclamation)
 - ASTM (American Society for Testing and Materials)
 - Se ha tomado en cuenta la opinión de los beneficiarios de las obras, para definir el mejoramiento optado.

1.9. UBICACIÓN GEOGRAFICA DEL PROYECTO

El Centro Poblado de Pasambara, pertenece al Distrito de Quiruvilca, de la Provincia de Santiago de Chuco, en el Departamento de La Libertad.

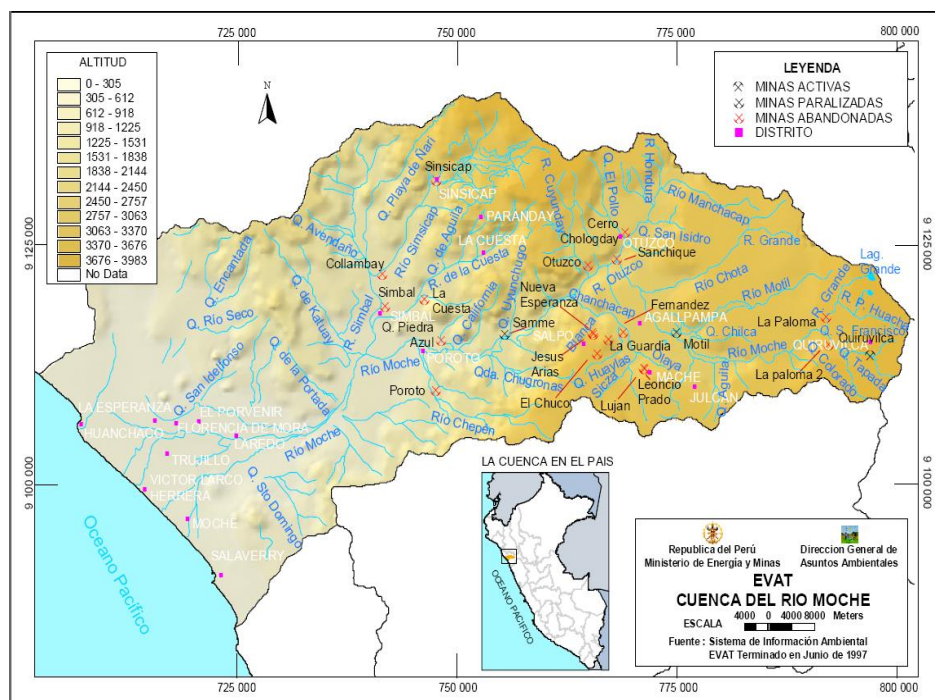
Región : La libertad

Departamento : La libertad

Provincia : Santiago de Chuco

Distrito : Quiruvilca

Figura I-01: Ubicación geográfica del proyecto



CAPITULO II : MARCO TEORICO

2.1. DISEÑO HIDRAULICO DE LA ESTRUCTURA DE CAPTACION

Llamada también “bocatoma“, es una estructura de concreto armado que ha sido colocada en el cauce del río, esta tiene la función de captar las aguas que fluye por el río y llevarla hacia el sistema de conducción.

Las aguas son captadas mediante un barraje que es una estructura de concreto que va colocada transversalmente al sentido del flujo y que está aguas abajo de la ventana de captación, la función del barraje es el de captar el agua necesaria para abastecer el sistema, las dimensiones de este obedece a un diseño hidráulico específico de acuerdo a la necesidad del sistema. La captación se regula o controla mediante una ataguía metálica.

Para la captación se considera la ventana de Captación que es un espacio que se deja en el muro de la bocatoma por donde va a pasar el agua que es re embalsada por el barraje, las dimensiones o sección hidráulica es de acuerdo a un diseño que se da de acuerdo a la necesidad del sistema.

2.1.1. BOCATOMA

Es una estructura hidráulica que permite garantizar la captación de una cantidad regulada de agua, desde la fuente hídrica que puede ser un río, riachuelo, quebrada, lago manantial, etc. y derivarla al canal de acceso en lo posible libre de materiales sólidos y flotantes.

Para caudales pequeños, la bocatoma es relativamente sencilla ya que todo lo que tiene que hacerse es simplemente un represamiento donde el agua se embalsa y se deriva hacia el canal de acceso.

Dependiendo de la topografía del terreno y de la ubicación geográfica, así como el grado de regularidad en el caudal del río o riachuelo en diversas épocas del año, el represamiento puede ser de los siguientes materiales:

- De piedras o tierra, para caudales pequeños y estables.
- De madera con piedras, donde la madera es abundante y el concreto escaso o costoso como en la ceja de Selva.
- De mampostería o concreto, para uso en la región andina donde hay grandes variaciones de caudal.

En todos los casos, al construirla se debe remover del lecho del riachuelo todo el barro, material vegetal y materiales sueltos lo cual generalmente es sencillo ya que si es un riachuelo natural este habrá formado a través de los años su propio lecho hasta el fondo rocoso, arcilla dura u otra formación estable.

El barraje mixto, es decir, una parte fija (azud) y de otra móvil (compuerta), se proyectara de material de concreto del tipo de gravedad que se adapta bien para usarse como vertedero o aliviadero en la corona; y dependen de su propio peso para su estabilidad estructural. *Referencia Bureau Of Recklamation, Diseño de Pequeñas Presas.*

2.1.2. PARTES DE UNA CAPTACIÓN

2.1.2.1. BARRAJE

Es una estructura de derivación que sirve para elevar el nivel de las aguas se construye en sentido transversal al río con fines de captación, siempre y cuando sea necesario, es decir, en aquellos

casos en que el tirante del río no sea lo suficientemente grande y no abastezca los requisitos de captación.

2.1.2.2. PRESAS DERIVADORAS O AZUDES

El azud es un tipo de barrage – una represa vertedora – cuya función es captar y dejar escapar el agua excedente o de avenidas que no debe ingresar al sistema.

Las presas vertedoras o de barrage fijo se emplean en los casos de ríos con pequeños caudales, cuando el caudal de derivación es superior al 30% del estiaje del río.

Es necesario que el azud sea hidráulico y este estructuralmente bien diseñado. Así mismo, debe ser ubicado de manera tal que las descargas del vertedor no erosionen ni socaven el talón aguas abajo. Las superficies que forman la descarga del vertedor deben ser resistentes a las velocidades erosivas creadas por la caída de las aguas de la cresta.

Otro factor importante a tener en cuenta en el diseño del azud es la subpresión, que es la fuerza ejercida por el agua de filtración que satura la masa del suelo en la cimentación sobre la base de las estructuras. Su acción es de abajo hacia arriba. Esta fuerza hay que tenerla muy en cuenta en la determinación de la estabilidad de la estructura. Por lo tanto, una parte esencial del diseño, es la investigación de las condiciones de movimiento de las aguas subterráneas por debajo de la construcción hidráulica, a fin de escoger las dimensiones y formas más racionales, económicas y seguras.

2.1.2.3. DESCARGA DE FONDO

Se llama así a la compuerta metálica que sirve para eliminar los materiales de acarreo que se acumulan delante del barrage. Se ubica en un extremo del azud, al lado de la reja de admisión. Generalmente el río trae en épocas de crecientes gran cantidad de piedras medianas que se encuentran aguas arriba del azud, pudiendo llegar a tapar la reja de admisión con lo cual el caudal de captación se reduce considerablemente o puede ser totalmente interrumpido. La función de la compuerta es eliminar este material grueso, por lo general, la eficiencia de la compuerta de limpia es pequeña, pero por lo menos se consigue mantener limpio el cauce frente a la rejilla.

La compuerta se abre en crecientes, cuando sobra agua, y por lo tanto cumple una función adicional de aliviar el trabajo del azud y hasta cierto grado regular el Cauce captado, su operación se realiza desde un puente construido por encima de dicho barrage.

2.1.2.4. SOLERA DE CAPTACIÓN

Se trata de una losa o piso a desnivel respecto de la antecámara o piso de la bocatoma, cuyo objetivo es crear un pozo de sedimentación donde se depositen los materiales de suspensión.

2.1.2.5. ANTECÁMARA O ZONA DE DECANTACIÓN

Es el área que por su desnivel respecto de la solera de captación está destinada a recibir y acumular los materiales de acarreo del río. Su cota será la misma que la del río y aproximadamente 30 cm menor que la solera de captación.

2.1.2.6. REJA DE ADMISIÓN

Antes de la compuerta de admisión de agua al canal de conducción es conveniente colocar una reja de 5 cm de abertura como máximo. Esta impedirá el ingreso de piedrones y materiales flotantes que puedan afectar el funcionamiento del canal.

2.1.2.7. COMPUERTA DE ADMISIÓN

Es un dispositivo (generalmente metálico) que sirve para controlar, regular e impedir el acceso de agua del río al canal de conducción.

2.1.2.8. CANAL DE CONDUCCIÓN

El canal es una estructura hidráulica de forma regular artificialmente construida, que en razón de su pendiente puede conducir agua de un lugar a otro.

2.1.2.9. VERTEDEROS O ALIVIADEROS

Estas estructuras facilitan la evacuación de caudales de agua excedentes o superiores a las que se desean captar.

En época de estiaje deben construirse obras complementarias o auxiliares que permitan la circulación normal de aquellos volúmenes que no se desea que ingresen al sistema. Durante las crecidas los caudales excepcionales serán evacuados por los vertederos. Si dichos caudales llegaran a ingresar al sistema podrían generar problemas de imprevisibles consecuencias. Los vertederos, pues, también cumplen una valiosa función de protección.

2.1.2.10. DESRIPIADOR

Se utiliza para evacuar los sedimentos y sólidos que contienen las corrientes.

2.1.2.11. CONTRASOLERA Y COLCHÓN DE AGUA

Al elevar las aguas del río para hacer posible su captación, el barrage crea alturas de carga que podrían provocar erosión en el lecho del río al momento de su caída, afectando con ella la estabilidad de toda la estructura de la toma. A fin de prevenir esta actividad erosiva es que se construyen los pozos artificiales. Su propósito fundamental es amortiguar la caída de las aguas sobre el lecho del río, protegiendo de este modo los cimientos de la toma. La finalidad de la contrasolera es permitir, junto con el barrage, la formación de un pozo artificial que amortigüe la caída de las aguas.

2.1.2.12. MUROS DE ENCAUZAMIENTO

Son estructuras destinadas a proteger las márgenes de los ríos o quebradas, así como la de darles dirección determinada. Estos muros serán de concreto y se construirán aguas arriba y abajo de la compuerta y a ambas márgenes, rematando en transiciones alabeadas para empalmar con los taludes naturales del río.

Estos muros se cimentarán sobre terreno duro y su diseño será en base a la resistencia del terreno a la topografía de los taludes, a las crecientes máximas para evitar el desbordamiento del agua.

2.1.3. DATOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO

2.1.3.1. Caudal de Diseño

El caudal de diseño requerido es de dos tipos:

- Caudal de Ingreso al canal
- Caudal Máximo de avenidas.

Para nuestro caso estos valores son 214.14 m³/s como caudal máximo y 1.20 m³/s como caudal mínimo.

2.1.3.2. Ubicación de la Bocatoma

Desde el punto de vista del curso del río, la mejor ubicación para las tomas corresponde a los tramos rectos y estables del mismo. En caso de no contar con estas condiciones, preferentemente se ubicarán en los primeros tramos de la curva y siempre en la parte convexa. Los tramos finales de una curva convexa estarán muy expuestos a los embates de las crecientes y de las velocidades erosivas, mientras que la zona cóncava es probable que pueda colmarse fácilmente.

2.2. DISEÑO HIDRAULICO DEL DESARENADOR

Es una estructura que permite eliminar las partículas sólidas transportadas por un curso de agua y mayores a un cierto diámetro. El agua captada transporta pequeñas partículas de materia sólida en suspensión compuesta de materiales abrasivos (como arena) que van depositándose en el fondo de los canales disminuyendo su sección. Esto aumenta el costo anual de mantenimiento y produce molestas interrupciones en el servicio del canal. Para eliminar este material se usan los desarenadores. En ellos la velocidad del agua es reducida con el objeto de que las partículas de arena o piedras se asienten en el fondo de donde podrán ser removidas oportunamente. Es necesario que el sedimento se asiente tanto a la entrada del canal como a la entrada de la tubería o cámara de carga. Este desarenador debe estar situado lo más cerca posible de la bocatoma, con el fin de evitar problemas de obstrucción en la línea de conducción.

Los cálculos numéricos del dimensionamiento se realizarán teniendo en cuenta los fundamentos técnicos hidráulicos, para un diseño con la teoría de sedimentación de velocidades rápidas.

2.2.1. FUNCIONALIDAD DE UN DESARENADOR

Los desarenadores son llamados “depósitos de sedimentación” y la eliminación de los sólidos tiene dos procesos:

2.2.1.1. SEDIMENTACIÓN DE LOS SÓLIDOS

Se logra disminuyendo la velocidad del agua de forma tal que el flujo pierda su capacidad de transporte y los sólidos se depositen, este efecto se consigue aumentando el ancho del depósito con lo cual se aumenta la sección transversal.

2.2.1.2. EVACUACIÓN DE LOS SÓLIDOS

Se efectúa mediante compuertas de purga hacia canales de descarga. Un desarenador, esencialmente consta de las siguientes partes:

- **Transición de Entrada**

La dirección del agua, une el canal con el desarenador. Debe tener un ángulo de divergencia no mayor a $12^{\circ}30'$ y de ser posible, las paredes curvas.

- **Cámara de Sedimentación**

En la cual las partículas sólidas caen en el fondo, debido a la disminución de la velocidad producida por el aumento de sección.

- **Compuerta de lavado**

Por el cual se evacuan los sólidos.

- **Transición de salida**

Para diseñar un desarenador debe elegirse una velocidad de agua adecuada que por experiencia se recomienda 0.2 m/s en la mayoría de los casos, pudiendo adoptarse también valores hasta 0.5 m/s. Así mismo también debe ser lo suficiente largo como para permitir que se decanten las partículas más livianas que las de diseño.

2.2.2. TEORIA DE LA SEDIMENTACIÓN

La teoría de la sedimentación fue desarrollada por Hazen y Stokes. Su modelo de sedimentación de partículas se resume en la siguiente ecuación, de donde se concluye que la velocidad de sedimentación de una partícula es directamente proporcional al cuadrado del diámetro de ésta.

$$V_s = \frac{g(\rho_s - \rho)d^2}{18 \mu} = kd^2$$

Dónde:

- V_s = Velocidad de sedimentación de la partícula (cm/seg)
- g = Aceleración de la gravedad (981 cm/seg²)
- ρ_s = Peso específico de la partícula (Arenas = 2.43 gr/cm³)
- ρ = Peso específico del fluido (Agua = 1.00)
- μ = Viscosidad cinemática del fluido (cm²/seg).

Cuadro II-01: VISCOSIDAD CINEMÁTICA DEL AGUA

Temperatura °C	Viscosidad cinemática Cm ² /seg	Temperatura °C	Viscosidad cinemática cm ² /seg
0	0.01792	18	0.01059
2	0.01763	20	0.01007
4	0.01567	22	0.00960
6	0.01473	24	0.00917
8	0.01386	26	0.00876
10	0.01308	28	0.00839
12	0.01237	30	0.00804
14	0.01172	32	0.00772
15	0.01146	34	0.00741
16	0.01112	36	0.00713

Fuente: Elementos de diseño para acueductos y alcantarillas. Ricardo López Cualla

En el estudio de sedimentación se hacen las siguientes suposiciones teóricas:

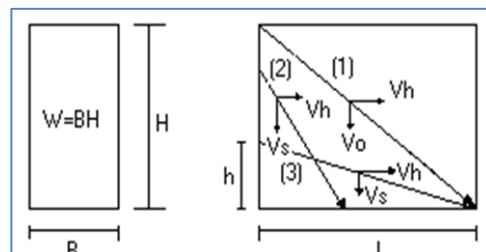
- El flujo se reparte uniformemente a través de la sección transversal W .
- El agua se desplaza con velocidad uniforme a lo largo del tanque.
- Toda partícula que toque el fondo antes de llegar a la salida, será removida.

Adicionalmente se desarrolla el estudio suponiendo que se ha de remover una partícula cuyo diámetro es “ d ” y para ello se analizará la trayectoria de dicha partícula a lo largo del tanque.

Como se observa en las figuras siguientes, la partícula de diámetro “ d ” más crítica es aquella que entra por la parte superior del tanque, debido a que tendrá que recorrer una altura H y una longitud L , más desfavorable antes de ser removida. Esta trayectoria crítica se indica (Trayectoria 1).

Dicha partícula tiene una componente de velocidad horizontal V_h y velocidad vertical V_o , haciendo su recorrido en un tiempo “ t ”.

Figura II-02: Trayectorias de partículas en el sedimentador



Fuente: Elementos de diseño para acueductos y alcantarillas. Ricardo López Cualla.

En primer lugar, todas las partículas con igual componente de velocidad vertical V_o , serán removidas sin importar su punto de entrada. Igualmente todas las partículas con velocidad de sedimentación V_s , mayor que V_o serán removidas. Las partículas con V_s menor que V_o podrán ser removidas dependiendo de su nivel de entrada al tanque, h .

Por semejanza de triángulos se tiene:

$$\frac{L}{Vh} = \frac{H}{V_o} \rightarrow \frac{LW}{VhW} = \frac{H}{V_o} \rightarrow \frac{V}{Q} = \frac{H}{V_o}$$

Siendo: $V =$ Volumen del tanque

$Q =$ Caudal

La velocidad de la partícula crítica V_o será:

$$V_o = \frac{HQ}{V} \rightarrow V_o = \frac{Q}{A}$$

Siendo:

$A =$ Área superficial $= B \times L$

Según la ecuación de Stokes:

$$V_s = \frac{g(\rho_s - \rho)d^2}{18\mu} = kd^2$$

Reemplazando la velocidad de la partícula crítica en la ecuación de Stokes, se tiene:

$$Kd^2 = \frac{Q}{A} \rightarrow d = \sqrt{Q/KA}$$

Analizando esta ecuación se encuentra que para un caudal dado, el diámetro de la partícula que ha de removerse es función del área superficial del tanque.

La remoción de partículas es también función de la profundidad del tanque ya que, si esta se disminuye, se detendrá la partícula con diámetro “d” en un tiempo menor, lo que equivale a decir que se detendrá un número mayor de partículas con Vs menor que Vo.

La relación Q/A es llamada “carga hidráulica superficial q” y es igual a la velocidad de sedimentación de la partícula crítica Vo.

Por otra parte, la relación V/Q es llamada “periodos de retención hidráulicos” y H/Vo es el tiempo que tarda la partícula crítica en ser removida (t). En teoría, para remover esta partícula se debe cumplir que:

$$V/Q = 1$$

$$H/V_o = t$$

En la realidad, el flujo no se distribuye uniformemente debido a la limitación de las pantallas difusoras, a que las velocidades no son constantes porque existen corrientes térmicas y zonas muertas, el viento crea contracorrientes en la superficie, y finalmente, existe la resuspensión de partículas que han llegado al fondo. Debido a que no se cumplen las suposiciones iniciales del desarrollo de la teoría, habrá partículas removidas con Vs menores que Vo.

Se adopta entonces un factor de seguridad en función de:

Porcentaje de remoción de partículas con Vs < Vo:

$$\% \text{ Remoción} = \frac{\text{No. Partículas con } V_s < V_o}{\text{No. Partículas con } V_s \geq V_o} \times 100$$

Grado del desarenador (n):

La calificación de la eficiencia de las pantallas deflectoras se hace a través del grado “n” del desarenador:

ellos	n = 1	Deflectores deficientes o sin
	n = 2	Deflectores regulares
	n = 3	Deflectores buenos
	n = 5 a 8	Deflectores muy buenos
	n > ∞	Caso teórico

La igualdad anterior queda así:

$$\frac{\theta}{t} = \frac{\frac{V}{Q}}{\frac{H}{V_s}} = \frac{V_s V}{QH} = \frac{V_s A}{Q} = \frac{V_s}{\frac{Q}{A}} = \frac{V_s}{V_o}$$

Siendo:

V_s = Velocidad de sedimentación efectiva

V_o = Velocidad de sedimentación teórica

$$V_s/V_o = \text{Número de Hazen}$$

El factor θ/t_o del número de Hazen se determina por medio de la siguiente tabla con el fin de operar adecuadamente el desarenador.

Cuadro II-02: NÚMERO DE HAZEN (VS/VO)

Condiciones	Remoción %							
	87.5	80	75	70	65	60	55	50
N = 1	7.00	4.00	3.00	2.30	1.80	1.50	1.30	1.00
N = 3	2.75		1.66					0.76
N = 4	2.37		1.52					0.73
Máximo teórico	0.88		0.75					0.50

Fuente: Elementos de diseño para acueductos y alcantarillas. Ricardo López Cualla.

2.2.3. ECUACIONES BÁSICAS Y CRITERIOS PARA EL DISEÑO

Para determinar las características de un desarenador se considera un desarenador rectangular de ancho W, longitud L y profundidad h.

Siendo:

$$W = \frac{Q}{V_o h}$$

Dónde:

- Q : caudal de diseño (m³/s)
- V_o : Velocidad del agua en el desarenador (m/s)
- C : Velocidad de sedimentación de los sólidos en aguas tranquilas (m/s)
- h : Profundidad del agua en el desarenador (m)
- t : tiempo de sedimentación (seg)
- L : longitud de desarenador (m)

Las ecuaciones básicas consideran los siguientes criterios:

a. Análisis del material sólido en suspensión:

Nos permite determinar la concentración C_o (gr/m³) y el diámetro límite por encima del cual se debe remover o evacuar.

b. Criterio de tiempos

Consiste en analizar el tiempo que necesita una partícula sólida para recorrer “L” y depositarse en el fondo del desarenador.

Sea:

t : tiempo requerido por la partícula que recorre la distancia “h” y con la velocidad “c”

t': Tiempo necesario para recorrer L con velocidad V_o

Se presentan tres casos:

$$t = \frac{h}{c} \qquad t' = \frac{L}{V_o}$$

- si $t' < t$, desarenador sub-dimensionado con una longitud insuficiente que hará que las partículas se depositen aguas abajo del desarenador (en el canal).
- Si $t'=t$, valor correcto en donde la partícula caerá al final del desarenador.
- Si $t'>t$, desarenador sobredimensionado lo que significa que los sólidos se depositarán en el fondo del desarenador antes de recorrer el total de la distancia “L”.
- Luego se determina la altura H

$$\text{Caudal: } Q = V_o \cdot Wh$$

$$\text{Ancho: } W = \frac{Q}{V_o h}$$

c. Criterio de Volúmenes

Se deduce del anterior criterio. Consiste en considerar que hay un volumen de agua que ingresa en el tiempo “t” el cual debe ser almacenado en el volumen geométrico del desarenador.

Volumen de agua que ingresa en “t” : Qt

Volumen del desarenador : V

Un buen diseño debe cumplir : $V \geq Q t$

$$\therefore WhL \geq Q$$

d. Criterio de Semejanza

Consiste en analizar el movimiento de una partícula sólida en el desarenador y asumir semejanza en el triángulo de velocidades y el triángulo de L y h.

Por Semejanza: $\frac{V_o}{C} = \frac{L}{h}$

$$\therefore L = \frac{V_o h}{c}$$

e. Velocidad de sedimentación

Es la velocidad de caída de los sólidos que se determina mediante gráficos obtenidos de experiencias de laboratorio y para aguas tranquilas. El diámetro límite de los sólidos admitidos para plantas hidroeléctricas depende de muchas variables: velocidad, altura, tipo de turbina.

Cuadro II-03: DIAMETRO LÍMITE DE SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN

H(m)	D _{lim} (mm)	Turbina	D _{lim} (mm)
< 100	0.2 – 0.01	Pelton	0.2 – 0.4
50 – 100	0.5 – 0.3	Francis	0.4 – 1.0
< 50	1.0 – 0.6	Kaplan	1.0 – 3.0

Fuente: GARCÍA RICO ELMER, *Manual de Diseño Hidráulico de Canales y obras de arte*

Las velocidades de caída promedio en aguas tranquilas (según Arkhangel'ski, 1935) para diferentes diámetros de sólidos de muestra en el siguiente cuadro.

Cuadro II-04: VELOCIDADES DE CAIDA PROMEDIO

Diámetro		Velocidad	Diámetro		Velocidad	Diámetro		Velocidad
mm	Turbina	De caída "c" (cm/s)	mm	Turbina	De caída "c" (cm/s)	mm	Turbina	De caída "c" (cm/s)
0.05		0.178	0.40	Francis	4.32	1.0	Kaplan	9.44
0.10		0.698	0.45	Francis	4.86	2.0	Kaplan	15.29
0.15	Pelton	1.56	0.50	Francis	5.40	3.0	Kaplan	19.58
0.20	Pelton	2.16	0.55	Francis	5.94	5.0	Kaplan	24.90
0.25	Pelton	2.7	0.60	Francis	6.48		Kaplan	
0.30	Pelton	3.24	0.70	Francis	7.32		Kaplan	
0.35	Pelton	3.78	0.80	Francis	8.07		Kaplan	

Fuente: GARCÍA RICO ELMER, Manual de Diseño Hidráulico de Canales y obras de arte.

Sin embargo, cuando el agua está en movimiento se produce turbulencia en el desarenador debido al cambio de sección y pendiente del fondo, esta turbulencia produce una velocidad ascensional que tiende a retrasar el descenso de los sólidos. Por este motivo la ecuación de "L" se le afectará por un coeficiente "K" que toma los siguientes valores:

$$L = K \frac{V_o h}{c}$$

Cuadro II-05: VALORES DE “K” PARA PEQUEÑAS VELOCIDADES DE FLUJO

V _o (m/s)	0.20	0.30	0.50
K	1.25	1.50	2.0

Fuente: GARCÍA RICO ELMER, *Manual de Diseño Hidráulico de Canales y obras de arte*

Tiempo de sedimentación

Depende de la profundidad del desarenador, velocidad V_o y la densidad de las partículas. En el cuadro siguiente tenemos tiempos de sedimentación estimados en función del diámetro de las partículas.

Cuadro II-06: TIEMPO DE SEDIMENTACION PROMEDIO

D(mm)	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.15	0.10
T (seg)	7.2	8	9	11	12.5	15	18	25	38	50	70

Fuente: GARCÍA RICO ELMER, *Manual de Diseño Hidráulico de Canales y obras de arte*

2.2.4. DIAMETRO DE LAS PARTICULAS A SEDIMENTAR (D)

Para el desarenador del proyecto se ha considerado que las partículas a sedimentar tendrán un diámetro según el cuadro siguiente:

Cuadro II-07: CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL EN SUSPENSIÓN SEGÚN SU TAMAÑO

Material	Diámetro (mm)	Material	Diámetro (mm)
Gravilla:		Fango:	
Gruesa	> 2.00	Grueso y medio	0.05 - 0.01
Fina	2.00 - 1.00	Fino	0.01 - 0.005
Arena:		Arcilla:	
Gruesa	1.00 - 0.50	Gruesa y media	0.005 - 0.001
Media	0.50 - 0.25	Fina	0.001 - 0.0001
Fina	0.25 - 0.10	Coloidal	< 0.0001
Muy fina	0.10 - 0.05		

Fuente: Elementos de diseño para acueductos y alcantarillas. Ricardo López Cualla

2.3. CANALES

Los canales son conductos en los cuales el agua circula debido a la acción de la gravedad y sin ninguna presión, pues la superficie libre del líquido está en contacto con la atmósfera.

Los canales pueden ser naturales (ríos o quebradas) o artificiales (construidas por el hombre) dentro de estos últimos pueden incluirse aquellos conductos cerrados que trabajan parcialmente llenos (túneles, tuberías, alcantarillas).

Para su diseño y construcción se requiere conocer la demanda de agua para fines de irrigación, agua potable, generación de energía hidroeléctrica, entre otros, pudiendo adecuar diferentes tipos de canales para cada parte de la ruta.

2.3.1. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

2.3.1.1. Trazado del canal y su pendiente.

El trazado del canal permitirá establecer secciones transversales para determinar las áreas de cortes y relleno adoptando una pendiente longitudinal del fondo de acuerdo a las condiciones topográficas del terreno. Esta pendiente debe ser tal que la carga necesaria en los puntos de entrega del agua reduzcan al mínimo la pérdida de elevación y establezca flujo subcrítico para no producir erosión.

Así mismo se deberá tener en cuenta que el fondo del canal debe estar por encima del nivel freático, de lo contrario cuando el canal este vacío la presión hidrostática puede dañar el canal.

Para la elección de la pendiente de un canal y sus dimensiones, se deberá elegir previamente el tipo de canal para cada parte de la ruta así como el material de revestimiento correspondiente. El ángulo del talud del canal nos dará su tipo de sección y, la velocidad del agua en el canal y la rugosidad del mismo, proporcionará el tipo de revestimiento adecuado.

Es oportuno indicar que pendientes con valores de 1/1000, 2 /1000, 3/1000, 5/1000, 0.8/1000 ó 2/1000 son usuales en la sierra del Perú.

2.3.1.2. Angulo del Talud y sección del canal

Se determina de acuerdo al tipo de terreno por donde pasará el canal. Mediante pruebas de mecánica de suelos se ubican las zonas estables evitando zonas de deslizamientos; en la tabla siguiente se da algunos valores de ángulo de talud recomendado para diferentes materiales del terreno.

Cuadro II-08: TALUD RECOMENDADO EN CANALES

Clase de material	Z (talud)
Arena	3.0
Arena y greda	2.0
Greda	1.5
Greda y arcilla	1.0
Arcilla	0.58
Concreto	0.58
Roca dura	Vertical

Fuente: GARCÍA RICO ELMER, Manual de Diseño Hidráulico de Canales y obras de arte

Z: proyección Horizontal para un vertical igual a la unidad $Z= H/V$

Se recomienda usar concreto para canales en tierra o en roca suelta se puede emplear secciones trapezoidales, en cambio, para canales excavados en roca fija se emplea secciones rectangulares.

Cabe indicar que en zonas de la Sierra del Perú los canales se trazan a pie de ladera y en estos casos debe tenerse sumo cuidado por cuanto se estará afectando la estabilidad de dichas laderas y pueden ocurrir deslizamientos que tapan el canal o destruirían parte de él interrumpiendo el flujo del agua.

Si no es posible evitar pasar por estas zonas se recomienda tapar el canal en los tramos de riesgo, puede usarse lozas pre-fabricadas de concreto, igualmente cuando el canal pasa por zonas arcillosas y en ladera, el empuje debido a filtraciones por riego en la parte superior produce roturas, por lo que armado y construir drenes.

2.3.1.3. Velocidad del agua

En el diseño de canales se debe considerar dos valores extremos de la velocidad del flujo.

Velocidad mínima

Debido al transporte de sedimentos de la corriente se debe establecer una velocidad tal que no produzca sedimentación de las partículas sólidas, esta velocidad también debe evitar el crecimiento de plantas porque aumenta la rugosidad del canal disminuyendo la sección transversal así como la capacidad de transporte, valores entre 0.60 a 0.90 m/s son adecuados para evitar estos inconvenientes.

Velocidad máxima

Es aquella permitida para que no se presenten problemas de erosión o flujo supercrítico. Para canales de concreto se recomienda que la velocidad máxima no sobrepase los 3 m/s, para mampostería de piedra se puede aceptar hasta 2 m/s, en canales de rocas duras y granito se puede aceptar hasta 5 m/s.

Cuadro II-09: VELOCIDADES MÁXIMAS PERMISIBLES PARA CANALES NO REVESTIDOS

Tipo de material	Velocidad (m/s)
Polvo y limo	0.15 – 0.40
Arena fina	0.20 – 0.50
Arena media y gruesa	0.30 – 0.70
Grava media y gruesa	0.70 – 2.00
Guijarros	2.00 – 3.00
Rocas sedimentarias	2.50 – 4.50
Suelos arcillosos	0.60 – 1.20

Fuente: GARCÍA RICO ELMER, Manual de Diseño Hidráulico de Canales y obras de arte

2.3.1.4. Rugosidad

Constituye uno de los factores más importantes en hidráulica, su determinación requiere de mucha experiencia variando en la sección

transversal, a lo largo del canal y de acuerdo al mantenimiento respectivo.

Cuando el agua pasa por el canal pierde energía en el proceso de deslizarse por las paredes y el lecho. Mientras más rugoso es el material del canal, hay más pérdidas por fricción y mayor será la pendiente de desnivel que se requerirá entre la entrada y la salida del canal.

2.3.1.5. Revestimiento

El revestimiento tiene por la finalidad proteger al canal de la fuerza erosiva de la corriente, evitar excesivas pérdidas por filtración, disminuir la rugosidad logrando una mayor velocidad permisible con la cual se reduce la sección transversal.

Los revestimientos más empleados en el Perú son de concreto y mampostería de piedra, estos son más eficiente pero más cotosa, su empleo requiere de mano de obra calificada, además debido a su rigidez pueden sufrir grandes daños en caso de derrumbes y hundimientos.

El espesor del revestimiento puede variar de 2 a 4 pulgadas (5 cm. a 10 cm.) siendo para canales rectangulares mayor que para canales trapezoides desde un mínimo de 10 cm hasta un máximo de 20 cm.

2.4. CAIDAS INCLINADAS

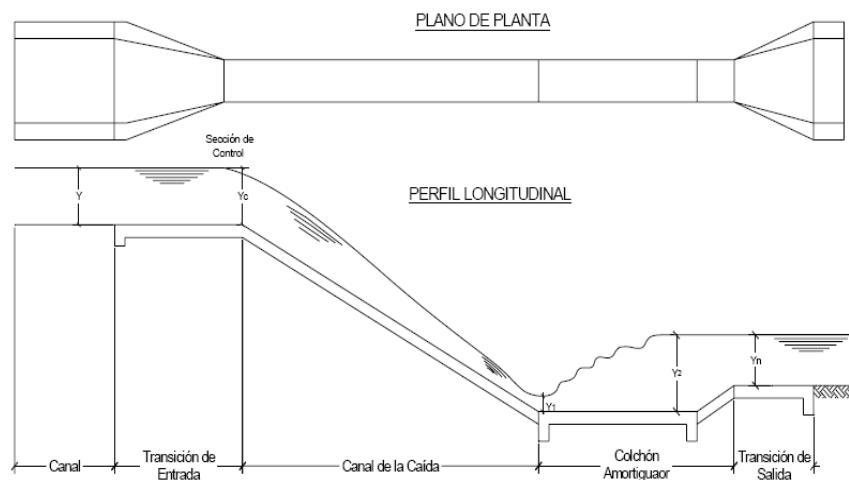
Las caídas inclinadas se proyectan cuando hay pendientes fuertes y el tramo es corto, el agua llega por el canal (flujo uniforme y sub crítico) a la sección de control, cuando pasa esta sección el agua corre por el tramo inclinado y el flujo es variado y supercrítico, al final del tramo, se proyecta la poza de disipación, por el resalto

hidráulico, pasado la poza le agua vuelve a su flujo sub crítico y uniforme.

La caída inclinada tiene las siguientes partes:

- Transición de entrada.
- Sección de control.
- Caída propiamente dicha
- Colchón amortiguador.
- Transición de salida.

Figura II-03: Elementos de una Caída horizontal



Debido a la fuerza del resalto hidráulico la poza de disipación tiene que ser recubiertos con concreto para evitar erosiones, la longitud del resalto debe de caer dentro del hueco del colchón, también se construyen amortiguadores para disipar la energía cinética del flujo supercrítico, el número, forma, tamaño y la posición de estos amortiguadores dependerá de las características del resalto hidráulico en relación con el número de Froude.

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} \quad \text{Sección rectangular}$$

$$Y_c = 0.467 \frac{2T}{b+T} q^{\frac{2}{3}} \quad \text{Sección Trapezoidal}$$

2.5. TOMA LATERAL

Un canal según cualquiera sea su orden, derivan agua hacia otros ramales, para esto se construyen obras llamadas tomas laterales, estos dispositivos derivan, y regulan el agua de los canales tanto del principal como los de su ramal.

Las tomas pueden ser compuertas de pared delgada, o en orificios sumergidos, Según la *Bureau of Reclamation* recomienda usar compuertas cuadradas, cuando se trate de toma entubada. No solo la toma sirve para derivar el agua, también se utiliza para medir el caudal del canal, en caudales pequeños se utilizan tomas con una sola compuerta con la cual la medición del caudal no será muy exacta pero sí bastante aproximada.

2.5.1. Pérdidas de una toma en un sub canal

En la toma de un sub canal existen varios tipos de pérdida siendo las más importantes las, Pérdidas por derivación, por borde de entrada, por fricción, en el caso de existir elementos adicionales, entonces existirá pérdidas por estas como por compuerta, rejillas, pilares, etc.

2.5.2. Pérdida por Derivación

Según *Ven Te Chow*, manifiesta “Este fenómeno es complicado porque intervienen numerosas variables y las conclusiones de los estudios al respecto, no es posible generalizarlo”. A continuación se presenta algunos valores del coeficiente de pérdida en tomas, para un ángulo de derivación igual a 90°.

**Cuadro II-10: COEFICIENTE PARA DETERMINAR PÉRDIDAS POR
DERIVACIÓN
($\Theta = 90^\circ$)**

$Q - Q_a / Q$	0.65 a 0.75	0.75 a 0.80	0.80 a 0.85	0.85 a 0.95	0.95 a 0.98
K_d	0.87	0.88	0.89	0.9	0.96

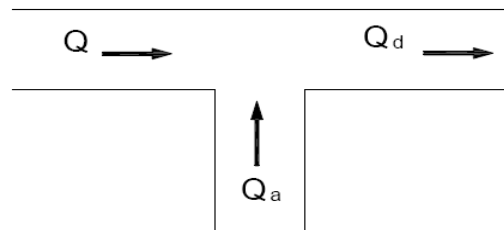
Figura II-04: Caudales en un desvío

Donde:

$$P_d = K_d (v^2 / 2g)$$

K_d = Coeficiente por pérdida de derivación

V = velocidad correspondiente al canal principal o alimentador



2.5.3. Pérdidas por borde de entrada

Estas pérdidas están en función al borde de la entrada del canal principal y el canal donde se deriva el agua.

- Entradas Circulares en forma de campana: $0.1 h_v$
- Entradas cuadradas con aristas desbastadas en forma de campana: $0.2 h_v$
- Entrada cuadrada con aristas vivas: $0.5 h_v$

Donde:

$$h_v = (v^2 / 2g)$$

Este tipo de pérdida se puede no se toma en cuenta cuando se ha considerado la pérdida por derivación.

2.5.4. Pérdida por compuerta

Cuando esta pérdida se analiza si existe compuerta en la entrada de la toma:

$Y1 / a < 1.4$, se emplea la fórmula de orificio con poca carga.

$Y1 / a > 1.4$, se emplea la fórmula de orificio sumergido

$$Q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} b (H_1^{\frac{3}{2}} - H_2^{\frac{3}{2}}) \quad \text{Formula del Orificio con poca Carga}$$

$$Q = C a b \sqrt{2g H_o} \quad \text{Formula de Orificio Sumergido}$$

En ambos casos se tiene:

C_d = "C" coeficiente de descarga

$Y1$ = Altura de agua antes de la compuerta

Y_s = Altura de Inmersión

h_s = Diferencias de Niveles antes y después de la compuerta ($H1 - Y_s$)

a = Altura de la Abertura b = Ancho de la Abertura

C_c = Coeficiente de contracción (Véase en Tabla 4.6) L = Distancia a la Compuerta a lo que ocurre en $Y2$

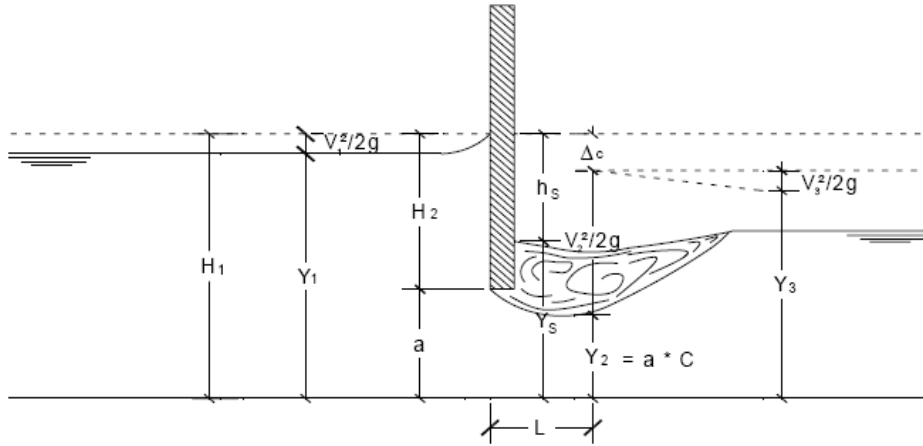
ΔC = Perdida de Carga en el Resalto

$Y3$ = Tirante alterno o conjugado en $Y2$

H_o = Varia según sea la descarga

Cuadro II-11: VALORES DE COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN SEGÚN LA RELACIÓN A/Y1

a / Y ₁	0.00	0.10	0.15	2.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
C _c	0.611	0.615	0.618	0.620	0.622	0.625	0.628	0.630	0.638	0.645	0.650	0.650	0.675	0.690	0.705	0.720	0.745	0.730	0.835	1.000



CAPITULO III: MATERIAL Y METODOS

3.1. TOPOGRAFIA

3.1.1. RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

Para realizar un levantamiento topográfico es necesario efectuar un estudio integral del terreno en el que se va a trabajar, el cual es indispensable ante todo reconocer el terreno a fin de que esto nos pueda dar una idea de la topografía del lugar donde se va a desarrollar el proyecto.

El reconocimiento del terreno se basó en tomar una ubicación visual del río y el total la zona del canal y obras complementarias, para así darnos una idea clara del terreno y de la forma que tendría esta, este reconocimiento nos permitió también observar la superficie y desniveles desde donde se iniciará el proyecto hasta llegar a la zona donde se ubicarán las estructuras de concreto.

3.1.2. RED DE APOYO PLANIMETRICO Y ALTIMETRIA

La planimetría, o topografía plana, considera a la superficie de la tierra como un plano, la curvatura es ignorada y los cálculos se efectúan usando las fórmulas de trigonometría plana. Los principios de la planimetría se aplican a levantamientos de limitada extensión, o en aquellos casos en que la precisión requerida es tan baja que las correcciones por curvaturas resultarían despreciables al compararlas con los errores de las mediciones. Por lo que un levantamiento planimétrico establece un sistema de coordenadas rectangulares planas.

Los tipos de levantamiento han sido arbitrariamente seleccionados, denotando diversas sub categorías; aquí mencionamos algunos tipos: Levantamiento de propiedades, catastrales, minas, aéreos, topográficos, etc.

El método de levantamiento puede consistir en triangulación, trilateración o una poligonación. Para efecto del presente estudio el método de campo utilizado para el levantamiento planimétrico es la poligonación.

Poligonación topográfica

El control horizontal establecido mediante una poligonación consiste básicamente en una serie de líneas, cuyas longitudes y direcciones se miden, que conectan puntos cuyas posiciones van a determinarse. El procedimiento de campo consta de dos partes básicas, medición de ángulos horizontales en las estaciones de la poligonal y la medición de las distancias entre dichas estaciones. Se emplea en trabajos de limitada extensión en los que la topografía del terreno no entorpece la medición de los lados que forman.

Configuración o clase de poligonal

La forma geométrica o configuración de una poligonal es uno de los criterios más comunes de clasificarlas. Sin embargo, por lo regular, una poligonal se clasifica como abierta, ligada en sus dos extremos o cerrada.

Poligonal abierta

Una poligonal abierta comienza en un punto de posición conocida o supuesta y termina en una estación cuya posición horizontal relativa se desconoce, es decir, el vértice inicial y final no coinciden físicamente por lo que no logran formar una figura cerrada de tal manera que no es posible calcular el cierre en posición y, en consecuencia, no puede valorarse la verdadera calidad de la

poligonación. Generalmente se emplea este tipo de poligonal para el estudio preliminar de una carretera y canales.

Poligonal ligada en sus dos extremos

Es la poligonal que comienza y termina en puntos muy separados pero cuyas posiciones horizontales se conoce o se han determinado mediante un levantamiento previo de igual o mayor exactitud.

Poligonal cerrada

Es la que comienza y termina en el mismo punto como un circuito cerrado continuo; un ejemplo típico de esta clase de poligonal es el perímetro de un terreno.

Teniendo en cuenta el grado de precisión que se desee alcanzar durante el cálculo de una poligonal, existen cuatro clases de poligonal cerradas.

Cuadro III-12: PRECISION DE LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

TIPO	ERROR ANGULAR	ERROR RELATIVO	AREA MAXIMA	USO
1º Orden	15" $n^{1/2}$	1/5000-1/10000	500 Ha.	Mapas continentales y levantamientos geodésicos.
2º Orden	30" $n^{1/2}$	1/2500-1/5000	100-500 Ha.	Planos de población, comprobación de planos de gran extensión.
3º Orden	1" $n^{1/2}$	1/1000-1/2500	100 Ha.	Levantamientos de carreteras, de ferrocarriles y obras civiles.
4º Orden	1'30" $n^{1/2}$	1/500-1/1000	100 Ha.	Levantamientos de terrenos de poca extensión.

Altimetría o circuito de nivelación

Los levantamientos altimétricos o de control vertical determinan mediciones de altura o elevaciones, es decir, mediciones lineales a

lo largo de una línea vertical, con respecto a una superficie de referencia dada. El circuito de nivelación es la operación de determinar desniveles ya sea directa o indirectamente.

Métodos de nivelación

Por lo general los métodos de nivelación se clasifican en directos o indirectos:

Nivelación directa

Llamada también Diferencial. Es la operación de determinar desniveles midiendo distancias verticales sobre un estadal graduado (mira), mediante un instrumento de medición. La nivelación diferencial determina elevaciones de puntos separados por distancias considerables. Este procedimiento que establece un plano horizontal de visión por medio del llamado nivel óptico fijo, el cual permite leer distancias verticales; es el método altimétrico más común y se basa en la siguiente teoría:

$$A_i = \text{Elev 1} + L_a$$

$$\text{Elev 2} = A_i - L_s$$

Dónde:

Elev 1 : Cota de un punto conocido.

L_a : Lectura aditiva o lectura hacia atrás.

A_i : Altura del instrumento.

L_s : Lectura sustantiva o lectura hacia el frente.

Elev 2 : Cota de punto a determinar.

Nivelación indirecta

Este método requiere de otros instrumentos así como de cálculos adicionales a los del método directo. Son tipo del método indirecto la nivelación barométrica y la nivelación trigonométrica.

Nivelación Barométrica

Esta nivelación se basa en el principio de que las diferencias de elevación son proporcionales a las diferencias en la presión atmosférica. Ello significa que las lecturas de un barómetro en varios puntos de la superficie terrestre proporciona una medida de las elevaciones relativas a tales puntos.

Nivelación Trigonométrica

Determina los desniveles entre dos puntos a través de los ángulos verticales observados y de la distancia horizontal o inclinada de estos.

3.1.3. Levantamiento de curvas a nivel

Las curvas a nivel son las líneas que se obtienen al unir todos los puntos de igual cota. Van separadas a una equidistancia vertical, entre dos curvas de nivel consecutivas.

La selección de la equidistancia depende principalmente de

- Escala del plano.
- Topografía del terreno.
- Objeto por el que se ejecuta el plano.

Todo esto representa la taquimetría, que es la técnica topográfica que hace posible realizar un levantamiento de terreno tanto de control horizontal como de control vertical, de manera rápida, siendo el teodolito el instrumento ideal para la obtención de datos de campo; como los siguientes:

Medición de la distancia horizontal (Dh)

Para esto utilizamos la ecuación general de la estadía.

$$Dh = C (\cos \phi) + K (L) (\cos 2\phi)$$

Dónde:

Dh = Distancia horizontal (m).

ϕ = Angulo vertical.

C = Constante estadimétrica (m).

K = Constante estadimétrica, adimensional.

L = Diferencia: Lectura superior - Lectura inferior (m).

Medición de la distancia vertical (Dv) Para el cálculo de la distancia vertical se emplea la siguiente ecuación:

$$h = C (\cos \phi + K L \operatorname{sen} 2\phi) / 2$$

Una vez calculado el valor h, se puede determinar las cotas de los puntos visados:

$$\text{Cota 1} = \text{Cota 2} + (A_i - A_m) + h$$

Dónde:

Cota 1 = Altura del punto que se desea conocer (m).

Cota 2 = Altura del punto conocido (m).

A_i = Altura del instrumento (m).

A_m = Altura registrada en la mira (m).

h = Distancia vertical (m).

Cuadro III-13: SELECCIÓN DE LA EQUIDISTANCIA

ESCALA DEL PLANO	TOPOGRAFIA	EQUIDISTANCIA
Grande (1/1000 o menor)	Llana	0.10, 0.25
	Ondulada	0.25, 0.50
	Accidentada	0.50, 1.00
Mediana (1/1000 a 1/10000)	Llana	0.25, 0.50, 1.00
	Ondulada	0.50, 1.00, 2.00
	Accidentada	2.00,5.00
Pequeña (1/10000 a mayor)	Llana	0.50,1.00,2.00
	Ondulada	2.00,5.00
	Accidentada	0.50,1.00,2.00
	Montañosa	10.00,20.00,50.00

Cuadro III-14: CLASIFICAR LA TOPOGRAFIA DE UN TERRENO

ANGULO DEL TERRENO RESPECTO DE LA HORIZONTAL	TIPO DE TOPOGRAFIA
0 a	Llana
10 a 20	Ondulada
20 a 30	Accidentada
Mayor a 30	Montañosa

Levantamiento planimétrico y altimétrico

El levantamiento topográfico consiste esencialmente en dos etapas, siendo estas el trabajo de campo y el de gabinete; para lo cual necesitaremos lo siguiente:

Brigada de trabajo:

- Un operador de equipo.
- Dos porta prismas

3.1.4. Trabajo de Campo

Antes de iniciar el trabajo de campo se hizo el reconocimiento del terreno, identificando algunos linderos, ubicación del BM, etc.

Los trabajos topográficos se han referido a la cota arbitraria Bench Mark colocado a un lado de la toma rustica existente en un roca sólida.

Se optó por una poligonal abierta, para lograr la mayor cantidad de puntos debido a la topografía y cauce de la quebrada.

3.1.5. Trabajo de Gabinete

Una vez recolectado los datos se procedió al trabajo de gabinete; este consistió en dos partes, una para el levantamiento planimétrico y la otra para el altimétrico:

Que comprendieron las siguientes actividades:

- Descarga de los datos almacenados en la memoria de la Estación total a la computadora.
- Luego los datos son transferido al programa AutoCad Land Development.
- Se procede a realizar el procesamiento de todos los puntos mediante el manejo del programa.
- Dibujo del plano topográfico a escala.

3.2. ESTUDIO DE SUELOS

Para todo proyecto de ingeniería civil es importante realizar el estudio de suelos con el propósito de determinar la naturaleza de los diferentes estratos, la profundidad de la napa freática, además, la obtención de muestras para identificar los tipos de suelos evaluando las propiedades físicas y mecánicas ya sea en el campo o en el laboratorio. El presente estudio de Mecánica de Suelos nos permite determinar las características del suelo donde se ubicaran las estructuras proyectadas.

3.2.1. Exploración y muestreo de suelos

Objetivo de la exploración

El objetivo de la investigación exploratoria es obtener una información exacta de las condiciones del suelo en el lugar que se investiga a través de muestras extraídas las cuales deben ser representación del material existente en el sitio; si la obtención de éstas muestras no se realizó con cuidado se corre el riesgo de tener una falsa idea del terreno.

Espaciamiento de los sondeos

Nuestro perfil es regular y simple lo que ha permitido de acuerdo con un reconocimiento primario hacer las calicatas en el terreno

Profundidad de sondeos

Para estructuras pesadas como grandes puentes y edificios los sondajes deben llegar hasta la roca. Para estructuras pequeñas la profundidad puede estimarse por sus características geológicas, por los resultados de investigación previas en la misma área teniendo en cuenta la extensión y peso de la estructura.

Propiedades del suelo

Para determinar las propiedades de los suelos, las muestras obtenidas de los pozos en estudio fueron sometidos a ensayos en laboratorio, de modo que puedan ser determinadas sus características más importantes para este tipo de proyectos de saneamiento; dichos resultados reflejan las características principales que tiene el suelo en la zona de estudio.

Los ensayos realizados son:

Para clasificación general de los suelos

- Peso específico
- Límites de Consistencia
- Análisis Granulométrico

Para la inspección y/o control de la construcción

- Contenido de Humedad.
- Obtención de la Máxima densidad Seca y el óptimo contenido de Humedad (Por densidad Relativa).

Peso específico:

Se llama peso específico de un suelo a la relación que existe entre el peso de un volumen de partículas minerales y el peso de un volumen igual de agua destilada a 4 °C; este valor se ha obtenido de acuerdo al método estándar para la determinación del peso específico de los suelos menores que la malla N° 4 (AASHTO designación T-100-70) y se expresa mediante la siguiente fórmula:

$$\delta = \frac{Ps}{Ps + Pfw - Pfws}$$

Dónde:

δ : peso específico del suelo (gr/cm³)

Ps: peso del suelo seco (gr.)

Pfw: peso del frasco con agua destilada (gr.)

Pfws: peso del frasco con agua y suelo (gr.)

Límites de consistencia

Se refieren al grado de cohesión de sus partículas y su resistencia a fuerzas exteriores que tienden a deformar o destruir sus estructuras.

Los límites de consistencia están representados por su contenido de humedad y nos dan una idea del valor de la plasticidad del suelo. Entre éstos tenemos:

- *Límite líquido*.- Es el límite entre el estado semilíquido y plástico de un suelo.
- *Límite plástico*.- Es el límite entre los estados plástico y semisólido.
- *Límite de contracción*.- Es el límite entre los estados semisólido y sólido.

Limite líquido (LL) (AASHTO T-89)

Es el contenido de humedad correspondiente al límite entre los estados semilíquido y plástico. Mide la verdadera cohesión entre las partículas.

Para la realización de éste ensayo se utiliza el aparato mecánico normalizado llamado "Copa de Casagrande".

$$L.L = \frac{w}{1,419 - 0,3\log S}$$

Dónde:

W: = Contenido de humedad de la muestra cuando se une a los **S** golpes

S: = Número de golpes con los que se une la muestra

Limite plástico (LP) (AASHTO T-90).

Es el contenido de humedad que tiene un suelo en el momento de pasar del estado plástico al estado semisólido. En carreteras, si se construyen terraplenes o sub-base, debe evitarse compactar el material cuando su contenido de humedad sea igual o mayor a su límite plástico.

Índice de plasticidad (IP) (AASHTO T-90).

Es el valor numérico de la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, o sea:

$$IP = L.L - L.P$$

Un índice de plasticidad elevado, indica mayor plasticidad. Cuando un material no tiene plasticidad (arena por ejemplo), se considera el índice de plasticidad como cero y se indica: IP = Np (no plástico).

Según su índice de plasticidad los suelos tienen características típicas que han sido agrupadas en el siguiente cuadro:

Cuadro III-15: CLASIFICACION DE SUELOS POR INDICE DE PLASTICIDAD

IP	CARACTERÍSTICAS	TIPOS DE SUELO	COHESIVIDAD
0	No plásticos	Arenoso	No cohesivo
< 7	Baja Plasticidad	Limoso	Parcialmente cohesivo
7 – 17	Plasticidad media	Arcillo limoso	Cohesivo
> 17	Altamente plástico	Arcilla	Cohesivo

➤ **Análisis granulométrico (NTP 339.128; ASTM D422; ASSHTO T-11, T-27 Y T-88)**

Se llama también análisis mecánico, y consiste en la determinación de los porcentajes de piedra, grava, arena, limo y arcilla que existe en una cierta masa del suelo.

En el análisis mecánico en general comprenden todos los métodos para la separación de un suelo en diferentes fracciones, según sus tamaños.

Tamizado o cribado a través de mallas:

El juego de mallas utilizado para la realización de éste ensayo consta alrededor de 24 tamices, pero en general sólo algunas de las mallas son suficientes para definir convenientemente una curva granulométrica; las cuales son:

Una vez dibujada la curva granulométrica de un suelo, se puede determinar, además su diámetro efectivo D10, su coeficiente de uniformidad Cu, y su coeficiente de curvatura Cc.

Diámetro Efectivo D10.- Se llama así al diámetro de la partícula correspondiente al 10% del material más fino en la curva granulométrica.

Coeficiente de Uniformidad Cu.- es la relación D_{60} / D_{10} o sea la relación entre el diámetro correspondiente al 60% y al 10% más fino, respectivamente, tomados de la curva granulométrica.

El Cu, es mayor a 4 en las gravas y mezclas gravo-arenosas y mayor a 6 en suelos arenosos o mezclas areno-gravosas, con poco o nada de material fino.

Coeficiente de Curvatura Cc.- es la relación $(D_{30})^2 / (D_{60} \times D_{10})$, diámetros correspondientes al 30%, 60% y 10% respectivamente de material más fino, tomado de la curva granulométrica.

Cuando un suelo está bien gradado, el coeficiente de curvatura C_c , estará comprendido entre 1 y 3.

Clasificación de suelos

Entre las diferentes clasificaciones de suelos más importantes para carreteras tenemos dos: La clasificación AASHTO y la clasificación SUCS.

Para clasificar los suelos se tuvo en cuenta el siguiente sistema de clasificación:

Clasificación SUCS:

Este sistema cubre los suelos gruesos y los finos, distinguiendo ambos por el cribado a través del tamiz N° 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas, menores. Un suelo se considera Grueso si más del 50% en peso de sus partículas son retenidas por el tamiz N° 200 y finas si más del 50% en peso de sus partículas pasan el tamiz N° 200.

Sistema de clasificación según AASHTO:

Este sistema de clasificación es uno de los más aceptados y adecuados para la construcción de carreteras, divide a los suelos en 7 grupos basándose en su composición granulométrica, en el límite líquido, índice de plasticidad y el índice de grupo, aquellos suelos que tienen un comportamiento similar se hallan dentro de un mismo grupo y están representados por un determinado índice.

Los índices de grupo se determinan mediante la siguiente fórmula empírica.

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd$$

Dónde:

- a: Porcentaje que pasa el tamiz N° 200 comprendido entre 35 como mínimo y 75 como máximo.
- Se representará únicamente en número entero y varía de 1 a 40, por lo tanto, todo porcentaje igual o menor a 35 será igual a cero y todo porcentaje igual o superior a 75 igual 40.
- b: Porcentaje que pasa el tamiz N° 200, comprendido entre 15 como mínimo y 55 como máximo. Se representará solo en número entero y variará de 1 a 40.
- c: Parte del límite comprendido entre 40 como mínimo y 60 como máximo. Se representará solo en número entero y variará de 1 a 20.
- d: Parte del índice de plasticidad comprendido entre 10 como mínimo y 30 como máximo. Se representará solo en número entero y variará de 1 a 20.
- La clasificación de la sub-rasante, en términos del índice de grupo es:

Excelente	I G de 0 - 1
Bueno	I G de 1 - 2
Regular	I G de 2 - 4
Malo	I G de 5 - 9
Muy malo	I G mayor que 9.

CAPITULO IV: RESULTADOS

4.1. UBICACIÓN

El centro Poblado de Pasambara pertenece al Distrito de Quiruvilca, el cual se encuentra a 3900 msnm. es una población andina típica de la Región Quechua, Políticamente corresponde a la provincia de Santiago de Chuco, Departamento la Libertad. (INEI-2015).

Ubicación Política

- Departamento : La Libertad
- Provincia : Santiago de Chuco
- Distrito : Quiruvilca
- Localidad : Sector menor de riego de Pasambara

Figura IV-05 - Ubicación Departamental del Estudio.



Fuente: INEI.

Figura IV-06 - Ubicación Provincial del Proyecto.



Fuente: INEI

4.2. TOPOGRAFÍA DE LA ZONA

La topografía de la zona es accidentada, principalmente en las partes altas y medias, donde predomina la presencia de laderas que van desde las ligeras hasta las empinadas, mientras que en la parte baja presentan lomadas, hoyadas, hondonadas y planicies.

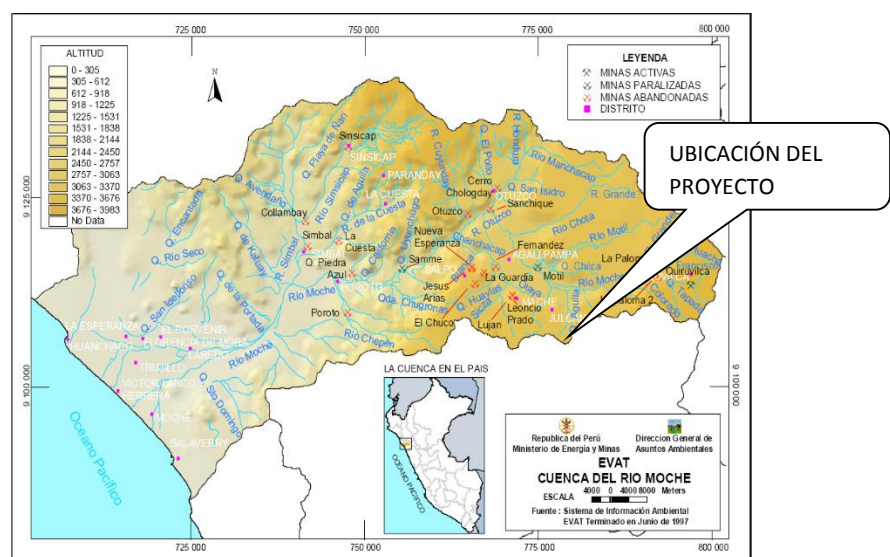
Cabe señalar además que hay zonas bastante inestables y existe problemas de deslizamientos de suelos, esto fundamentalmente por problemas de afloramiento de agua en las partes altas y medias de las laderas.

Luego para la elaboración del plano se generó una nube de puntos, que es la posición verdadera que tienen todos y cada uno de los puntos tomados en campo, a partir del archivo de texto obtenido en el procesamiento de coordenadas, resultando una topografía accidentada y ondulada, como se muestra en los planos.

4.3. HIDROLOGIA

La zona donde se ubica la obra es en el sector menor de riego de Pasambara, cuyo riachuelo mismo nombre, es una quebrada abundante, en tiempos de lluvias y mantiene un caudal en tiempos de estiaje.

Figura IV-07: Ubicación geográfica del proyecto



Información hidrometeorológica

Para la elaboración del presente estudio se utilizó la información pluviométrica de estaciones cercanas, así como registros hidrométricos de la Estación Michiquillay y Huamachuco.

Cuadro IV-16: PRECIPITACIÓN MENSUAL DE LA ESTACIÓN HUAMACHUCO

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	TOTAL
1995-2004	114.10	148.30	158.70	95.00	133.40	15.70	12.50	17.10	51.10	91.90	87.20	92.70	1017.70
2005	55.30	98.60	104.84	99.30	58.00	26.65	12.10	1.20	8.10	87.00	100.00	46.82	697.91
2006	77.70	174.00	193.60	94.00	29.30	2.50	1.40	7.60	22.00	141.10	67.90	38.30	849.40
2007	107.40	122.70	73.00	41.90	33.22	20.20	N/D	N/D	68.50	94.62	87.00	128.50	777.04
2008	175.40	194.20	234.00	125.50	N/D	14.10	N/D	6.20	15.70	104.90	142.10	53.20	1065.30

Fuente: Estación pluviométrica de Huamachuco

4.3.1. DISPONIBILIDAD HÍDRICA DE LA CUENCA

Los registros de la estación pluviométrica Huamachuco ubicada a una altitud de 3,160 m.s.n.m, por su cercanía y similitud hidrológica, han sido considerados representativos del régimen pluviométrico en la cuenca de la quebrada de Pasambara.

En efecto de la cuenca en el proceso de transformación precipitación – escorrentía puede ser expresado a través de coeficiente de escorrentía medio C, que para el caso se obtuvo de acuerdo con la metodología propuesta por la ex ONERN, la que se basa en las zonas de vida o pisos ecológicos que se observan en la cuenca.

4.3.2. GEOMORFOLOGÍA DE LA CUENCA

A partir de la información topográfica y cartográfica disponible se han determinado los principales parámetros geomorfológicos de la subcuenca de la quebrada de Pasambara, extendida sobre la sección de captación proyectada en la cota 3,907.63 m.s.n.m.

4.4. ASPECTO AGRO – ECONÓMICO

En la actualidad agrícola del Distrito de Quiuvilca se encuentra limitada por muchos factores que incluyen directa e indirectamente en las etapas de producción, entre las que se encuentren limitada por muchos factores climáticos de la zona.

En los últimos años las constantes variaciones en las precipitaciones y factores económicos han dado origen una migración de gran parte de los campesinos a las zonas bajas y las ciudades de la costa.

Las tierras agrícolas del Distrito de Quiruvilca son utilizadas en un 45% para los sembríos de pastos naturales en un 35% para los cultivos bajo riego convencional y un 10% los constituye zonas erizadas.

El distrito de Quiruvilca se caracteriza por tener un clima adecuado para el desarrollo de cultivos importantes para la alimentación de la población como son; trigo, cebada, papa y otros cultivos como pastizales y en las partes bajas algunos frutales propios de la zona.

Los rendimientos actuales que se obtienen en condiciones de secano y riego son bajos, siendo las principales causas la deficiencia de agua que se da justo en la última fase del desarrollo de las plantas y adicionalmente la carencia de tecnología en el manejo del agua. Las zonas cultivadas en el distrito de Quiruvilca son pocas, la tendencia, distribución y forma de explotación de la tierra está en manos agricultores, los cuales son micro y pequeños propietarios en su gran mayoría que poseen entre 0.5 a 5 ha, quienes trabajan directamente sus tierras.

4.5. RESULTADOS DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

CALICATA N° 01 (Captación)

E-1 / 0.00 - 0.10 m. Estrato compuesto por: Gravas arcillosas - limosas de baja plasticidad, material que retiene el 38.54% de gravas, 36.28% de arenas y el 25.18% de material que pasa la malla N° 200. Material de color marrón claro con piedras de granito gris, clasificado en el sistema "SUCS", como un suelo "GC-GM" y de acuerdo a la clasificación "AASHTO", como un suelo "A-2-4 (0)". Con una humedad natural de 35.08%.

E-2 / 0.10 - 1.50 m. Roca Firme, roca de tipo granito.

CALICATA N° 02 (Desarenador)

E-1 / 0.00 - 0.30 m. Estrato compuesto por: Arenas limosas de baja plasticidad, material que retiene el 16.62% de gravas, 35.02% de arenas y el 48.36% de material que pasa la malla N° 200. Material de color marrón claro con piedras de granito, clasificado en el sistema "SUCS", como un suelo "SM" y de acuerdo a la clasificación "AASHTO", como un suelo "A-4 (2)". Con una humedad natural de 38.97%.

E-2 / 0.30 - 1.50 m. Roca Firme, roca de tipo granito.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

NTP 339.128 - ASTM D 422 - AASHTO T-11, T-27 Y T-88

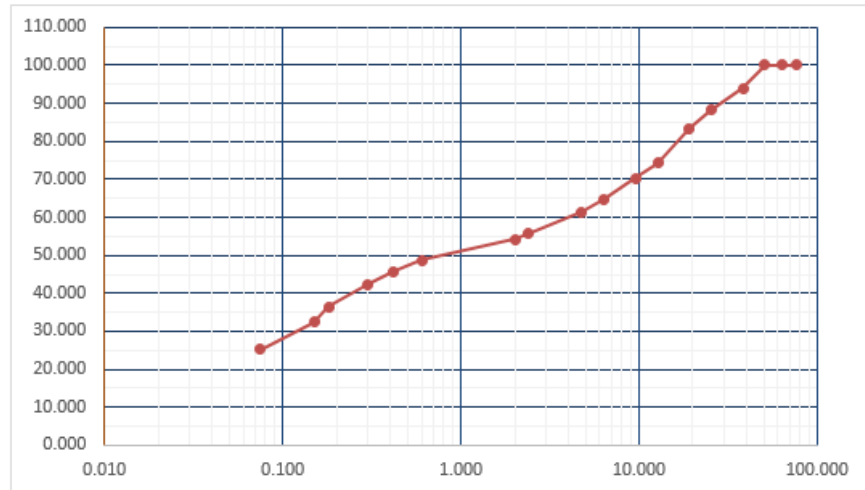
PROYECTO : **PROPUESTA DE OBRAS HIDRÁULICAS PARA EL SISTEMA CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA PARA EL SECTOR MENOR DE RIEGO DE LA COMUNIDAD DE PASAMBARA**

CALICATA : **01** LOCALIZACIÓN : **CAPTACIÓN** PROFUND. **0.00 - 0.10 m.**

TAMIZ	ABERT. mm.	PESO RET.	%RET. PARC.	%RET. AC.	% Q' PASA	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO TOTAL = 3,500.00 gr
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO LAVADO = 2,618.7 gr
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO FINO = 2,151.2 gr
1 1/2"	38.100	210.52	6.01	6.01	93.99	LÍMITE LÍQUIDO = 24.33 %
1"	25.400	197.56	5.64	11.66	88.34	LÍMITE PLÁSTICO = 19.11 %
3/4"	19.050	169.84	4.85	16.51	83.49	ÍNDICE PLÁSTICO = 5.22 %
1/2"	12.700	319.55	9.13	25.64	74.36	CLASF. AASHTO = A - 2 - 4 (0)
3/8"	9.525	145.88	4.17	29.81	70.19	CLASF. SUCCS = GC - GM
1/4"	6.350	192.50	5.50	35.31	64.69	% HUMEDAD = 35.08 %
# 4	4.760	112.94	3.23	38.54	61.46	
# 8	2.360	203.91	5.83	44.36	55.64	% Grava = 38.54 %
# 10	2.000	53.19	1.52	45.88	54.12	% Arena = 36.28 %
# 30	0.600	191.19	5.46	51.35	48.65	% Fino = 25.18 %
# 40	0.420	99.54	2.84	54.19	45.81	
# 50	0.300	120.63	3.45	57.64	42.36	OBSERVACIONES:
# 80	0.180	207.73	5.94	63.57	36.43	Gravas arcillosas - limosas de baja plasticidad,
# 100	0.150	142.90	4.08	67.65	32.35	material que retiene el 38.54% de gravas,
# 200	0.075	250.81	7.17	74.82	25.18	36.28% de arenas y el 25.18% de material
< # 200	FONDO	881.31	25.18	100.00	0.00	que pasa la malla N° 200.
TOTAL		3,500.0				

Descripción suelo: **Material de color marrón claro con piedras de granito gris.**

CURVA GRANULOMÉTRICA



HUMEDAD NATURAL Y LÍMITES DE CONSISTENCIA

NTP 339.129 - ASTM D 4318 - AASHTO T-89 Y T-90

PROYECTO : PROPUESTA DE OBRAS HIDRÁULICAS PARA EL SISTEMA CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA PARA EL SECTOR MENOR DE RIEGO DE PASAMBARA

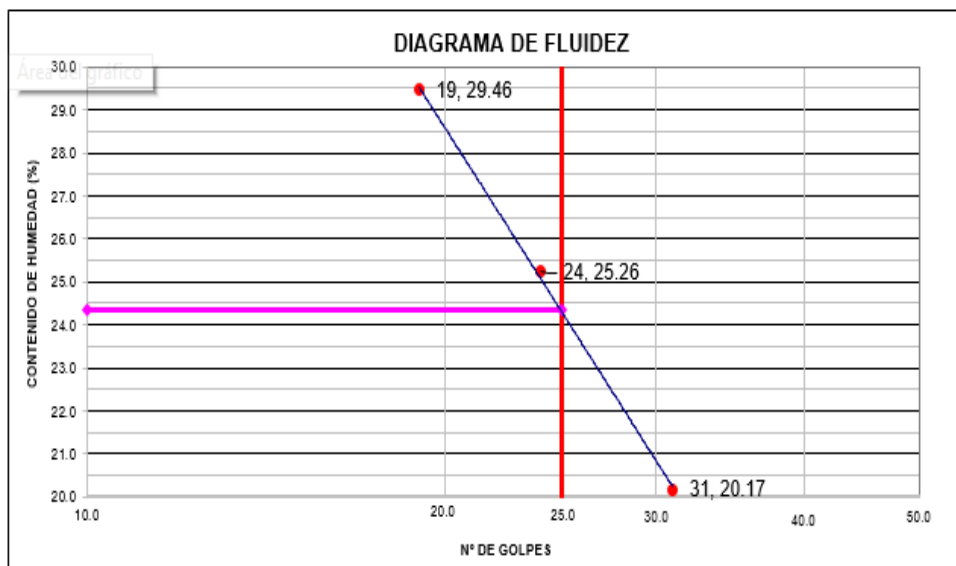
CALICATA : 01 LOCALIZACIÓN : CAPTACIÓN PROFUNDIDAD : 0.00 - 0.10 m.

CONTENIDO DE HUMEDAD

Nº TARRO	4	5	8
TARRO + SUELO HÚMEDO	97.26	53.44	102.10
TARRO + SUELO SECO	78.12	45.60	82.04
AGUA	19.14	7.84	20.06
PESO DEL TARRO	20.12	22.26	30.12
PESO DEL SUELO SECO	58.00	23.34	51.92
% DE HUMEDAD	33.00%	33.59%	38.64%
% PROMEDIO	35.08%		

LÍMITES DE CONSISTENCIA

Nº TARRO	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO
	1	6	2	
TARRO + SUELO HÚMEDO	44.13	48.69	45.92	38.66
TARRO + SUELO SECO	37.09	42.14	40.98	35.95
AGUA	7.04	6.55	4.94	2.71
PESO DEL TARRO	13.19	16.21	16.49	21.77
PESO DEL SUELO SECO	23.90	25.93	24.49	14.18
% DE HUMEDAD	29.46	25.26	20.17	19.11
Nº DE GOLPES	19	24	31	



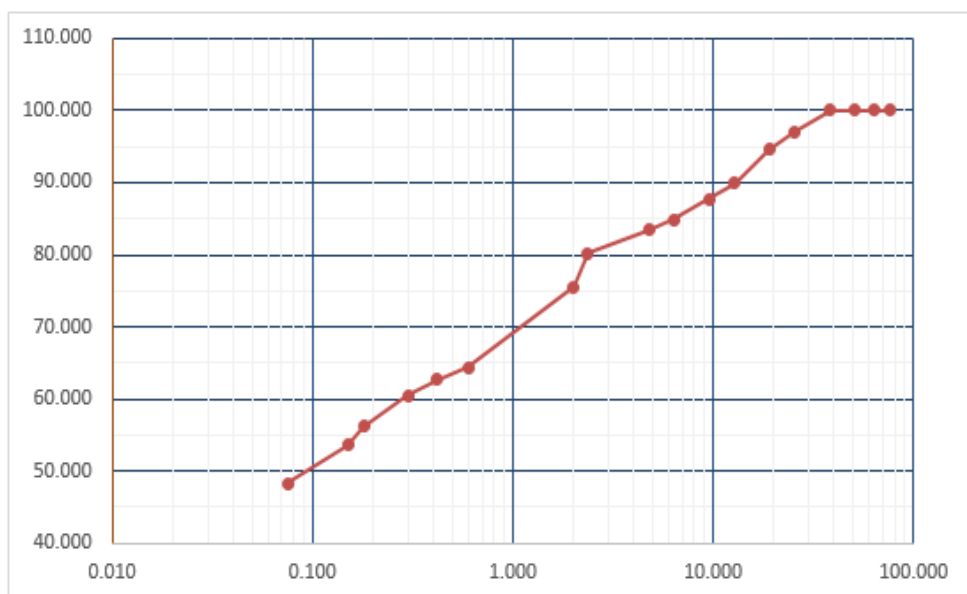
CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA

LÍMITE LÍQUIDO (%)	24.33
LÍMITE PLÁSTICO (%)	19.11
ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	5.22
HUMEDAD NATURAL (%)	35.08

Índice de Grupo	0
Clasificación AASHTO	A - 2 - 4
Clasificación Unificada	GC - GM

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO						
NTP 339.128 - ASTM D 422 - AASHTO T-11, T-27 Y T-88						
PROYECTO : PROPUESTA DE OBRAS HIDRÁULICAS PARA EL SISTEMA CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA PARA EL SECTOR MENOR DE RIEGO DE LA COMUNIDAD DE PASAMBARA						
CALICATA : 02 LOCALIZACIÓN : DESARENADOR PROFUND. 0.00 - 0.30 m.						
TAMIZ	ABERT. mm.	PESO RET.	%RET. PARC.	%RET. AC.	% Q' PASA	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO TOTAL = 673.45 gr
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO LAVADO = 347.8 gr
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO FINO = 561.5 gr
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00	LÍMITE LÍQUIDO = 37.77 %
1"	25.400	19.56	2.90	2.90	97.10	LÍMITE PLÁSTICO = 32.21 %
3/4"	19.050	16.84	2.50	5.41	94.59	ÍNDICE PLÁSTICO = 5.56 %
1/2"	12.700	31.55	4.68	10.09	89.91	CLASF. AASHTO = A - 4 [2]
3/8"	9.525	14.88	2.21	12.30	87.70	CLASF. SUCCS = GC - GM
1/4"	6.350	19.50	2.90	15.19	84.81	% HUMEDAD = 38.97 %
# 4	4.760	9.60	1.43	16.62	83.38	
# 8	2.360	21.25	3.16	19.78	80.22	% Grava = 16.62 %
# 10	2.000	31.72	4.71	24.49	75.51	% Arena = 35.02 %
# 30	0.600	74.59	11.08	35.56	64.44	% Fino = 48.36 %
# 40	0.420	11.76	1.75	37.31	62.69	
# 50	0.300	14.67	2.18	39.49	60.51	OBSERVACIONES:
# 80	0.180	28.98	4.30	43.79	56.21	Arenas limosas de baja plasticidad,
# 100	0.150	17.20	2.55	46.34	53.66	material que retien EjeHorizontal (Valor) L
# 200	0.075	35.70	5.30	51.64	48.36	35.02% de arenas y el 48.36% de material
< # 200	FONDO	325.65	48.36	100.00	0.00	que pasa la malla N° 200.
TOTAL		673.45				
Descripción suelo Material de color marrón claro con piedras de granito.						

CURVA GRANULOMÉTRICA



HUMEDAD NATURAL Y LÍMITES DE CONSISTENCIA

NTP 339.129 - ASTM D 4318 - AASHTO T-89 Y T-90

PROYECTO : **PROPUESTA DE OBRAS HIDRÁULICAS PARA EL SISTEMA CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA PARA EL SECTOR MENOR DE RIEGO DE PASAMBARA**

CALICATA : **02** LOCALIZACIÓN : **DESARENADOR** PROFUNDIDAD : **0.00 - 0.30 m.**

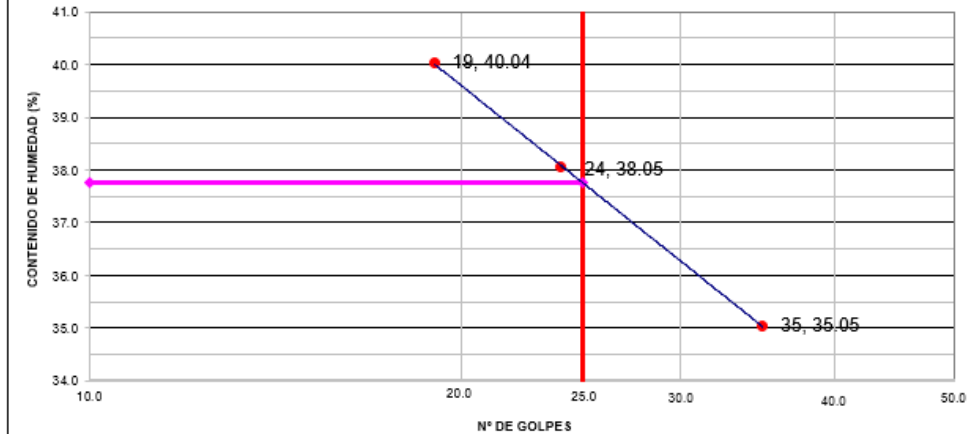
CONTENIDO DE HUMEDAD

Nº TARRO	3	2	4
TARRO + SUELO HÚMEDO	88.90	75.18	96.18
TARRO + SUELO SECO	70.12	59.94	78.04
AGUA	18.78	15.24	18.14
PESO DEL TARRO	22.16	20.12	32.10
PESO DEL SUELO SECO	47.96	39.82	45.94
% DE HUMEDAD	39.16%	38.27%	39.49%
% PROMEDIO	38.97%		

LÍMITES DE CONSISTENCIA

Nº TARRO	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO
	1	5	6	8
TARRO + SUELO HÚMEDO	25.73	23.64	23.87	13.65
TARRO + SUELO SECO	23.94	22.43	22.71	12.79
AGUA	1.79	1.21	1.16	0.86
PESO DEL TARRO	19.47	19.25	19.40	10.12
PESO DEL SUELO SECO	4.47	3.18	3.31	2.67
% DE HUMEDAD	40.04	38.05	35.05	32.21
Nº DE GOLPES	19	24	35	

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA

LÍMITE LÍQUIDO (%)	37.77
LÍMITE PLÁSTICO (%)	32.21
ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	5.56
HUMEDAD NATURAL (%)	38.97

Índice de Grupo	2
Clasificación AASHTO	A - 4
Clasificación Unificada	SM

4.6. DEMANDA DE RIEGO DE CULTIVO

El área de riego en el sector menor de riego de Pasambara es de:

A= 435 hectareas.

Tipos de cultivo: papa, maíz, trigo, cebada, hortalizas.

4.6.1. Balance hidrológico plan de Cultivo y riego

Por información técnica proporcionada por la junta de regantes de Pasambara, se determinó que el caudal de demanda que debe llegar al área de riego es de 0.443 m³/s

Cuadro IV-17: BALANCE HIDROLÓGICO DE CULTIVO Y RIEGO

CULTIVO Nº Has	TOTAL M3	m ³ / ha											
		Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Setiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
PAPA	10300	1,200	1,200	1,200	1,400	1,200	1,200	900	800	800	400		
281	M3 x Nº Has				393,400	337,200	337,200	252,900	224,800	224,800	112,400	0	0
MAIZ	5480			1,200	1,300	1,050	990	940					
135	M3 x Nº Has			162,000	175,500	141,750	133,650	126,900					
OTROS	3650	1,180	1,020	1,050	400								
15	M3 x Nº Has	17,700	15,300	15,750	6,000								
ORTALIZAS	6050				1,350	1,200	1,100	1,500	900				
4	M3 x Nº Has				5,400	4,800	4,400	6,000	3,600				
TOTAL M3 / Mes		17,700	15,300	177,750	580,300	483,750	475,250	385,800	228,400	224,800	112,400	0	0
12 horas de riego / día x 30 días =													
1,296,000													
Segundos													
Caudal de diseño en m ³ /seg.		0.014	0.012	0.137	0.448	0.373	0.367	0.298	0.176	0.173	0.087	0.000	0.000
		CAUDAL QUE DEBE LLEGAR AL AREA DE RIEGO = 0.448 m ³ / s											

Fuente: Información técnica de la junta de regantes de Pasambara- Quiruvilca

4.6.2. Demanda de riego

Para determinar el caudal de captación en la bocatoma consideramos dos criterios:

- Considerando la información proporcionada por la junta de regantes donde el caudal necesario que debe llegar a la zona de

riego debe ser afectado por las pérdidas de captación y conducción estimado en 38%:

- Caudal de captación= $0.448 \times 1.38 = 0.604 \text{ m}^3/\text{s}$
- Considerando la cedula de cultivo y eficiencia de riego tenemos el siguiente cuadro:

Cuadro IV-18: CÁLCULO DE CAUDALES

CALCULO CAUDALES DEMANDA RIEGO	
Hectáreas de riego (1):	435 ha
Demanda de la Cédula	
Todos los cultivos mes de mayor demanda (2)	0.92 l/s/ha
Eficiencia de Cultivo (3)	65%
Caudal Diseño = $(1) \times (2) / (3)$:	616 l/s

Caudal de diseño: se considera el caudal mayor que debe ser captado en la bocatoma y con el cual se diseñara las obras hidráulicas.

$$Q_d = 0.616 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.7. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO Y MÍNIMO DEL RIACHUELO DE PASAMBARA

Debido a la falta de información hidrometeorológica en determinadas zonas que justifiquen el diseño hidráulico de las estructuras proyectadas, se plantean métodos de cálculo empíricos en base a observaciones y parámetros determinados de acuerdo a las características geomorfológicas y de cobertura vegetal de la zona donde se ubica el proyecto.

Con la finalidad de obtener la altura mínima que tendrán las obras se calcularan los caudales instantáneos, por medio de diferentes métodos empíricos; de esta forma determinaremos el mínimo

caudal, luego con este caudal calculado utilizando la fórmula de Nanning obtendremos una nueva altura de agua, que será menor que la marca de la huella dejada por el agua en una sequía. Los métodos empíricos que se aplicaron son:

- a. Método de la sección y la pendiente
- b. Método de la velocidad y área

A) METODO DE LA SECCION Y LA PENDIENTE.

Para aplicar el siguiente método debe realizarse los siguientes trabajos de campo:

- 1- Selección de varios tramos del río.
- 2- Levantamiento topográfico de las secciones transversales seleccionadas (3 secciones mínimas).
- 3- Determinación de la pendiente de la superficie de agua con las marcas o huellas dejadas por las aguas.
- 4- Elegir un valor de coeficiente de rugosidad (n) el más óptimo.
- 5- Aplicar cálculos en la fórmula de Manning.

$$Q_{max.} = (A * R^{(2/3)} * S^{(1/2)}) / n$$

DONDE:

A: área de la sección húmeda (m ²) R: área de la sección húmeda/ perímetro mojado S: pendiente de la superficie del fondo de cauce n: rugosidad del cauce del río.
--

La siguiente tabla nos muestra los distintos valores de "n" que se adoptarán:

SEGUN COWAN:

Condiciones del río:

material del cauce:	A	terroso		
	B	rocoso		
	C	gravoso fino		
	D	gravoso grueso		
material del cauce adoptado:			<input type="text" value="B"/>	= 0.025
Grado de irregularidad:	A	ninguna		
	B	leve		
	C	regular		
	D	severo		
Grado de irregularidad adoptado:			<input type="text" value="B"/>	= 0.005
Secciones Variables	A	leve		
	B	regular		
	C	severo		
variación de la sección adoptada:			<input type="text" value="B"/>	= 0.005
Efecto de las obstrucciones:	A	despreciables		
	B	menor		
	C	apreciable		
	D	severo		
Efecto de las obstrucciones adoptado:			<input type="text" value="A"/>	= 0
vegetación:	A	ninguna		
	B	poco		
	C	regular		
	D	alta		
vegetación adoptada:			<input type="text" value="B"/>	= 0.01
grado de sinuosidad:	A	Insignificante		
	B	regular		
	C	considerable		
grado de sinuosidad adoptado:			<input type="text" value="A"/>	= 1
valor de "n" adoptado según COWAN n =			<input type="text" value="0.05"/>	0.05

SEGUN SCOBEEY:

Condiciones del río:

n = 0.025

Cauce de tierra natural limpios con buen alineamiento con o sin algo de vegetación en los taludes y gravillas dispersas en los taludes

n = 0.030

Cauce de piedra fragmentada y erosionada de sección variable con algo de vegetación en los bordes y considerable pendiente (típico de los ríos de entrada de ceja de selva)

n = 0.035

Cauce de grava y gravilla con variación considerable de la sección transversal con algo de vegetación en los taludes y baja pendiente.(típico de los ríos de entrada de ceja de selva)

n = 0.040-0.050

Cauce con gran cantidad de canto rodado suelto y limpio, de sección transversal variable con o sin vegetación en los taludes (típicos de los ríos de la sierra y ceja de selva)

n = 0.060-0.075

Cauce con gran crecimiento de maleza, de sección obstruida por la vegetación externa y acuática de lineamiento y sección irregular. (típico de los ríos de la selva)

valor de " n " adoptado según SCOBEEY	n =	0.045
Seleccionando el menor valor de "n" de estos dos criterios		0.045
Cota de N.A.M.E dejada por las huellas	:	3907.45 m.s.n.m
Aa : Area de la sección del río en la avenida=Lv*Ya=	:	43.3298675 m ²
Lv : Longitud del espejo de agua en avenida	:	33.18
Ya : Tirante de la sección del río en la avenida	:	1.31
P : perimetro mojado de la avenida	:	35.79 m
S : pendiente de la superficie del fondo de cauce	:	0.04
n : rugosidad del cauce del río.	:	0.045

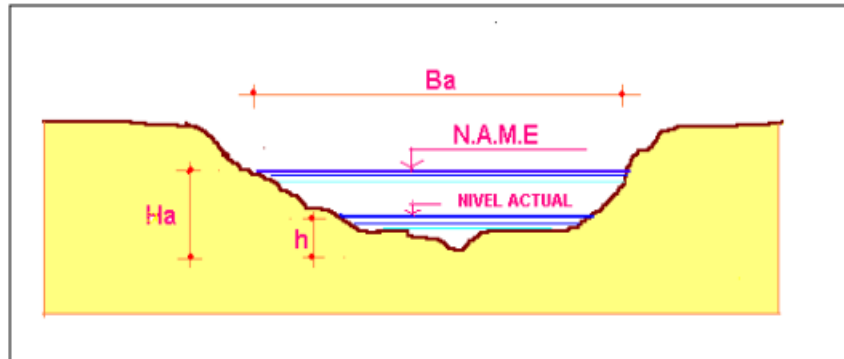
$$Q_{max.} = A * (A/P)^{(2/3)} * S^{(1/2)} / n$$

$$Q_{max.} = 213.23 \text{ m}^3/\text{s}$$

B.-METODO DE LA VELOCIDAD Y AREA

Para aplicar el siguiente método debe realizarse los siguientes trabajos de campo:

- 1-Selección de 2 tramos del río
- 2-Medir la profundidad actual en el centro del río (h)
- 3-Levantamiento topográfico de las secciones transversales seleccionadas indicando marcas o huellas dejadas por las aguas de máximas avenidas.
- 4-Medir la velocidad superficial del agua (Vs) que discurre tomando en cuenta el tiempo que demora un objeto flotante en llegar de un punto a otro en una sección regularmente uniforme, habiéndose previamente definido la distancia entre ambos puntos.
- 5-Calcular el área de la sección transversal del río durante la avenida dejadas por las huellas (Aa).
el área se puede calcular usando la regla de Simpson o dibujando la sección en papel milimetrado.
- 6-Aplicar cálculos en las siguientes formulas:



Ha: Altura máxima de agua en la avenida
Aa: Área de la sección del río en la avenida
Ba: Ancho máximo del espejo de agua en la avenida.
coef.: Coeficiente de amplificación adoptado

$$\begin{aligned} Ba &= 33.175 \text{ m} \\ \text{Coef.} &= 1 \\ Aa &= 43.330 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$Ha = (\text{Coef.}) * Aa / Ba$$

$$Ha = 1.306 \text{ m}$$

$$Va = Vs * Ha / h$$

Va: Velocidad de agua durante la avenida
Vs: Velocidad superficial del agua actual
Ha: Altura máxima de agua en la avenida
h: Profundidad actual en el centro del río

$$\begin{aligned} Vs &= 0.95 \text{ m/s} \\ h &= 0.25 \text{ m} \\ Ha &= 1.306 \text{ m} \quad (\text{debera ser mayor que } h) \\ Va &= 4.963 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$\text{Caudal de avenida: } Q_{\max} = Va * Aa = 215.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

De los dos caudales máximos calculados se adoptaran lo siguiente:

- 1.- el máximo de los caudales
- 2.- el promedio de los caudales
- 3.- la media ponderada

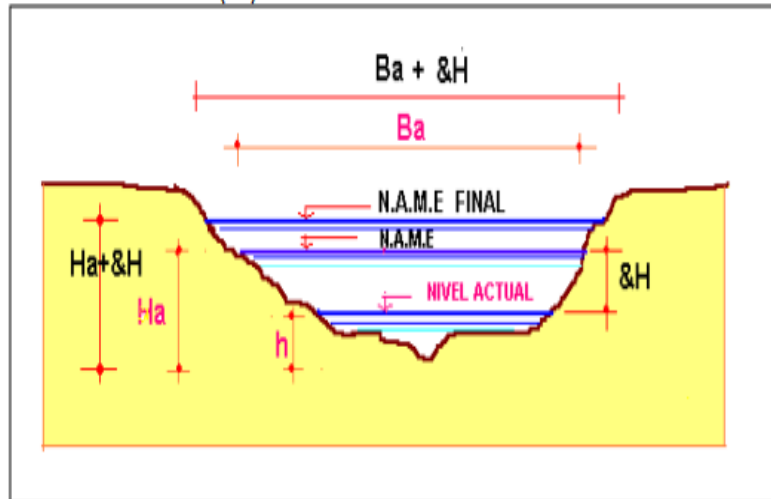
2

$$\text{CAUDAL MAXIMO SELECCIONADO } Q_{\max} = 214.14 \text{ m}^3/\text{s}$$

Luego con el caudal máximo adoptado se ingresara nuevamente en la formula de Manning y se hallara el nuevo valor de la altura de agua de máximas avenidas.

$$Q_{max} = A * (AP)^{(2/3)} * S^{(1/2)} / n$$

$$Q_{max} = \frac{A^{(5/3)} * S^{(1/2)}}{P^{(2/3)} * n}$$



$$Q_{max} = \frac{(Aa + \&A)^{(5/3)} * S^{(1/2)}}{(1.1P)^{(2/3)} * n}$$

$$\&A = [Q_{max} * n * (1.1P)^{(2/3)} / S^{(1/2)}]^{(3/5)} - Aa$$

$$\&A = 1.800 \text{ m}^2$$

$$\&A = (Ba + \&H) * \&H = 1.800 \text{ m}^2$$

$$\text{INCREMENTE EL N.A.M.E EN } \&H = 0.05 \text{ m}$$

$$\text{NUEVA COTA DE N.A.M.E.} = 3907.50 \text{ m.s.n.m}$$

$$\text{CAUDAL MAXIMO } Q_{max} = 214.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

CALCULO DEL TIRANTE MINIMO EN FUNCION AL CAUDAL MINIMO

A. METODO DE LA SECCION Y LA PENDIENTE

Para aplicar el siguiente método debe realizarse los siguientes trabajos de campo:

- 1-Selección de varios tramos del río
- 2-Levantamiento topográfico de las secciones transversales seleccionadas (3 secciones mínimas)
- 3-Determinación de la pendiente de la superficie de agua con las marcas o huellas dejadas por las aguas de estiaje
- 4-Elegir un valor de coeficiente de rugosidad (n) el más óptimo.
- 5-Aplicar cálculos en la formula de Manning.

$$Q_{max.} = A * Q_{max.} = A * R^{(2/3)} * S^{(1/2)} / n$$

A:área de la sección humeda (m²)

R:área de la sección humeda/ perimetro mojado

S:pendiente de la superficie del fondo de cauce

n: rugosidad del cauce del río.

La siguiente tabla nos muestra los distinto valores de "n" que se adoptaran:

SEGUN COWAN:

Condiciones del río:

material del cauce:	A	terroso
	B	rocoso
	C	gravoso fino
	D	gravoso grueso

material del cauce adoptado: B = 0.025

Grado de irregularidad:	A	ninguna
	B	leve
	C	regular
	D	severo

Grado de irregularidad adoptado: B = 0.005

Secciones	A	leve
Variables	B	regular
	C	severo

variación de la sección adoptada: B = 0.005

Efecto de las obstrucciones:	A	despreciables
	B	menor
	C	apreciable
	D	severo

Efecto de las obstrucciones adoptado: A = 0

vegetación:	A	ninguna
	B	poco
	C	regular
	D	alta

vegetación adoptada: B = 0.01

valor de "n" adoptado según COWAM n = 0.05

1

SEGUN SCOBEEY:

Condiciones del río:

$$n = 0.025$$

Cauce de tierra natural limpios con buen alineamiento con o sin algo de vegetación en los taludes y gravillas dispersas en los taludes

$$n = 0.030$$

Cauce de piedra fragmentada y erosionada de sección variable con algo de vegetación en los bordes y considerable pendiente (típico de los ríos de entrada de ceja de selva)

$$n = 0.035$$

Cauce de grava y gravilla con variación considerable de la sección transversal con algo de vegetación en los taludes y baja pendiente.(típico de los ríos de entrada de ceja de selva)

$$n = 0.040-0.050$$

Cauce con gran cantidad de canto rodado suelto y limpio, de sección transversal variable con o sin vegetación en los taludes (típicos de los ríos de la sierra y ceja de selva)

$$n = 0.060-0.075$$

Cauce con gran crecimiento de maleza, de sección obstruida por la vegetación externa y acuática de lineamiento y sección irregular. (típico de los ríos de la selva)

valor de " n " adoptado según SCOBEEY	n =	0.045
Seleccionando el menor valor de "n" de estos dos criterios		0.045
Cota de N.A.M. dejada por las huellas	:	3907.45 m.s.n.m
Aa : Area de la sección del río en estiaje	:	2.31 m ²
Lv : Longitud del espejo de agua en sequia	:	15.4 m
ya : Tirante de la sección del río en sequia	:	0.15 m
P : perimetro mojado en estiaje	:	15.7 m
S : pendiente de la superficie del fondo de cauce	:	0.04
n : rugosidad del cauce del río.	:	0.045

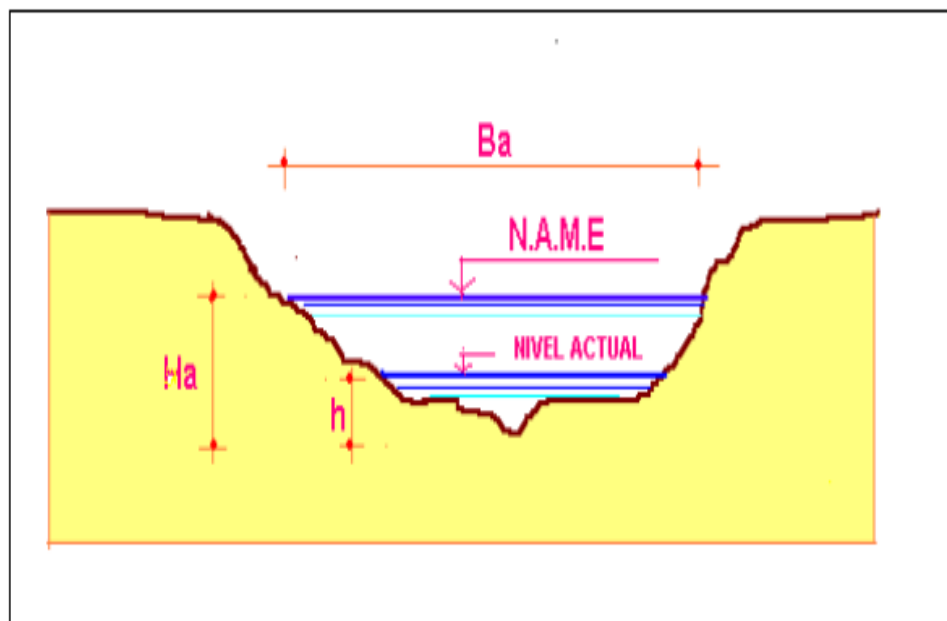
$$Q_{min.} = A * (A/P)^{(2/3)} * S^{(1/2)} / n$$

$$Q_{min.} = 2.86 \text{ m}^3/\text{s}$$

B.-METODO DE LA VELOCIDAD Y AREA

Para aplicar el siguiente método debe realizarse los siguientes trabajos de campo:

- 1-Selección de 2 tramos del río
- 2-Medir la profundidad actual en el centro del río (h)
- 3-Levantamiento topográfico de las secciones transversales seleccionadas indicando marcas o huellas dejadas por las aguas de mínimas avenidas.
- 4-Medir la velocidad superficial del agua (V_s) que discurre tomando en cuenta el tiempo que demora un objeto flotante en llegar de un punto a otro en una sección regularmente uniforme, habiéndose previamente definido la distancia entre ambos puntos.
- 5-Calcular el área de la sección transversal del río durante el estiaje dejadas por las huellas (A_a).
el área se puede calcular usando la regla de Simpson o dibujando la sección en papel milimetrado.
- 6-Aplicar cálculos en las siguientes formulas:



Aa: Area de la sección del río en la sequía
 Ba: Ancho mínimo del espejo de agua en la sequía
 coef.: Coeficiente de amplificación adoptado

$$\begin{aligned} Ba &= 15.4 \text{ m} \\ \text{Coef.} &= 1 \\ Aa &= 2.31 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$Ha = (\text{Coef.}) * Aa / Ba$$

$$Ha = 0.150 \text{ m}$$

$$Va = Vs * Ha / h$$

Va: Velocidad de agua durante la sequía
 Vs: Velocidad superficial del agua actual
 Ha: Altura mínima de agua en la sequía
 h: Profundidad actual en el centro del río

$$\begin{aligned} Vs &= 0.85 \text{ m/s} \\ h &= 0.25 \text{ m} \\ Ha &= 0.15 \text{ m} \quad (\text{debera ser menor que } h) \\ Va &= 0.510 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$\text{Caudal de estiaje: } Q_{\min} = Va * Aa = 1.18 \text{ m}^3/\text{s}$$

De los dos caudales minimos calculados se adoptaran lo siguiente:

- 1 .- el minimo de los caudales
- 2 .- el promedio de los caudales
- 3 .- la media ponderada

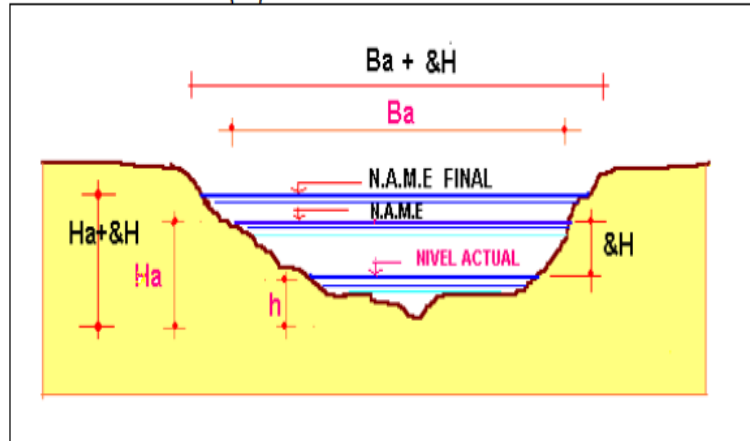
1

$$\text{CAUDAL MINIMO SELECCIONADO } Q_{\min} = 1.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Luego con el caudal minimo adoptado se ingresara nuevamente en la formula de Manning y se hallara el nuevo valor de la altura de agua de estiaje

$$Q_{max} = A * (A/P)^{(2/3)} * S^{(1/2)} / n$$

$$Q_{max} = \frac{A^{(5/3)} * S^{(1/2)}}{P^{(2/3)} * n}$$



$$Q_{min} = \frac{(Aa + &A)^{(5/3)} * S^{(1/2)}}{(1.1P)^{(2/3)} * n}$$

$$&A = [Q_{max} * n * (1.1P)^{(2/3)} / S^{(1/2)}]^{(3/5)} - Aa$$

$$&A = -0.901 \text{ m}^2$$

$$&A = (Ba + &H) * &H = -0.901 \text{ m}^2$$

$$\text{MODIFIQUE EL N.A.M. EN } &H = -0.06 \text{ m}$$

$$\text{NUEVA COTA DE N.A.M.E.} = 3907.39 \text{ m.s.n.m}$$

$$\text{CAUDAL MINIMO } Q_{min} = 1.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Finalmente los caudales asumidos para considerar en el riachuelo de Pasambara son:

$$Q_{min} = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{max} = 214.14 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.8. PLANTEAMIENTO HIDRAULICO DE OBRAS HIDRAULICAS

Debido a la topografía de la zona de estudio donde se ubicara el canal de conducción es necesario considerar varios trazos de canal con sus respectivas obras de arte considerando transiciones de entrada y salida, y pozas disipadoras.

En el siguiente cuadro se muestra el planteamiento hidráulico de las estructuras hidráulicas a considerar:

Nº	CAPTACION	TOMA PARCELARIA	POZA DE DISIPACIÓN
1	0+000.00	0+850.00	0+028.00
2		1+686.00	0+131.21
3		2+072.00	0+198.53
4		2+149.07	1+880.97
5		2+162.20	2+178.50
6		2+425.00	2+530.00
7		2+923.00	2+760.00
8		3+280.00	3+020.00
TOTAL	1	8	8

RESUMEN LONGITUD CANAL PASAMBARA

CANAL PASAMBARA													
N°	TIPO 1 CANAL RECTANGULAR 0.50 x 0.50 m			TIPO 2 CANAL RECTANGULAR 0.50 x 0.60 m			TIPO 3 CANAL TRAPEZOIDAL 0.50 x 0.50 m			OTROS ESTRUCTURAS			
	De	a	Longitud (m)	De	a	Longitud (m)	De	a	Longitud (m)	De	a	Longitud (m)	OBSERVACIONES
1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0+000.00	0+006.45	6.45	Empalme Captacion con Canal Tipo 1
2	0+006.45	0+028.00	21.55	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0+028.00	0+040.40	12.40	Poza de Disipacion N°01
4	0+040.40	0+131.21	90.81	-	-	-	-	-	-	0+131.21	0+146.21	15.00	Poza de Disipacion N°02
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	0+146.21	0+198.53	52.32	-	-	-	-	-	-	0+198.53	0+207.93	9.40	Poza de Disipacion N°03
7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	-	0+207.93	0+573.50	365.57	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0+573.50	0+578.50	5.00	-
10	-	0+578.50	0+685.00	106.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11	-	-	-	-	0+685.00	1+040.00	355.00	-	-	-	-	-	-
12	-	1+040.00	1+676.50	636.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1+676.50	1+683.50	7.00	-

14	-	-	1+683.50	-	1+692.00	8.50	-	-	-	-
15	1+692.00	-	1+743.35	51.35	-	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	1+743.35	-	1+746.09	2.74	Entrega	-
17	1+746.09	-	1+880.97	134.88	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	1+880.97	-	1+899.47	18.50	Poza de Dispacion N°04	-
19	1+899.47	-	2+151.25	251.78	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	2+151.25	-	2+158.75	7.50	-	-
21	2+158.75	-	2+178.50	19.75	-	-	-	-	-	-
22	-	-	-	-	2+178.50	-	2+196.50	18.00	Poza de Dispacion N°05	-
23	2+196.50	-	2+205.00	8.50	-	-	-	-	-	-
24	-	-	-	-	2+205.00	-	2+211.00	6.00	-	-
25	2+211.00	-	2+530.00	319.00	-	-	-	-	-	-
26	-	-	-	-	2+530.00	-	2+548.50	18.50	Poza de Dispacion N°06	-
27	2+548.50	-	2+760.00	211.50	-	-	-	-	-	-
28	-	-	-	-	2+760.00	-	2+776.30	16.30	Poza de Dispacion N°07	-
29	2+776.30	-	3+020.00	243.70	-	-	-	-	-	-
30	-	-	-	-	3+020.00	-	3+034.50	14.50	Poza de Dispacion N°08	-
31	-	-	-	-	3+034.50	47.50	-	-	-	-
32	3+082.00	-	3+296.00	214.00	-	-	-	-	-	-
TOTAL			1,619.14		1,117.07	402.50		157.29		

CUADRO DE CARACTERISTICA DE LAS TOMAS LATERALES TIPO 1 CANAL PASAMBARA								
Nº	TOMAS LATERALES	CARACTERISTICA CANAL PRINCIPAL					CARACTERISTICAS COMPUERTAS	
	UBICACIÓN	Q (m ³ /s)	b m	H m	Z	B m	a m	h m
1	0+850.00	0.616	0.50	0.50	0.50	1.00	0.40	0.40

CUADRO DE CARACTERISTICA DE LAS TOMAS LATERALES TIPO 2								
Nº	TOMAS LATERALES	CARACTERISTICA CANAL PRINCIPAL					CARACTERISTICAS COMPUERTAS	
	UBICACIÓN	Q (m ³ /s)	b m	H m	Z	B m	a m	h m
2	1+686.00	Ver Plano						
3	2+072.00	0.616	0.50	0.50	0.00	0.50	0.40	0.50
4	2+149.07	Ver Plano						
5	2+162.20	Ver Plano						
6	2+425.00	0.616	0.50	0.50	0.00	0.50	0.40	0.50
7	2+923.00	0.616	0.50	0.50	0.00	0.50	0.40	0.50
8	3+280.00	0.616	0.50	0.50	0.00	0.50	0.40	0.50

RESUMEN POZAS DE DISIPACION

N°	POZAS DE DISIPACION						
	Progresivas			Longitud (m)	CARACTERISTICAS GEOMETRICAS		
	De	-	a		Lp (m)	b (m)	h (m)
1	0+028.00	-	0+040.40	12.40	7.80	1.30	1.40
2	0+131.21	-	0+146.21	15.00	8.00	1.30	1.40
3	0+198.53	-	0+207.93	9.40	6.00	1.30	1.00
4	1+880.97	-	1+899.47	18.50	10.50	1.30	2.00
5	2+178.50	-	2+196.50	18.00	10.00	1.30	2.00
6	2+530.00	-	2+548.50	18.50	10.50	1.30	2.00
7	2+760.00	-	2+776.30	16.30	9.50	1.30	1.80
8	3+020.00	-	3+034.50	14.50	9.00	1.30	1.70
TOTAL				122.60			

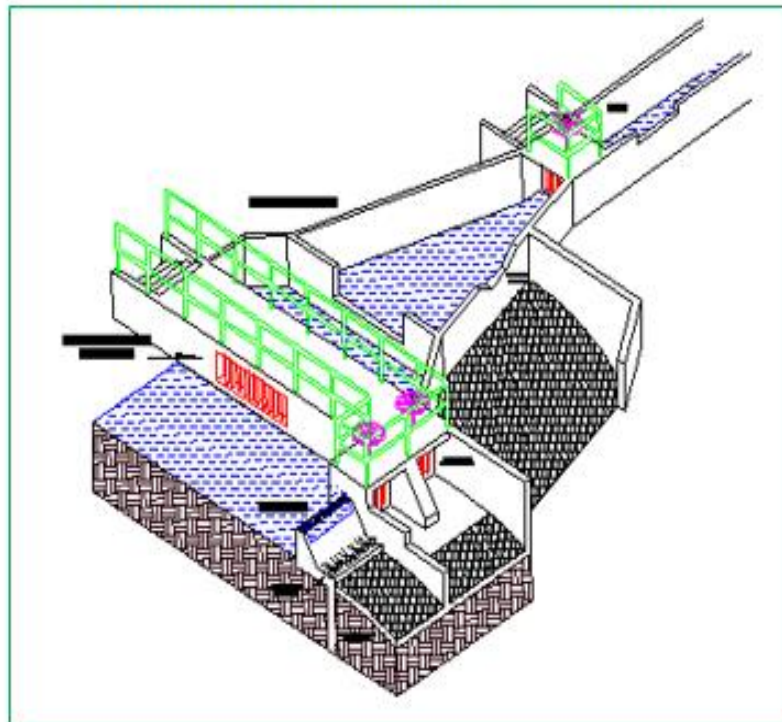
4.9. RESULTADOS DEL DISEÑO HIDRAULICO

4.9.1. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA BOCATOMA

DATOS:

Caudal maximo de diseño	Q	214.14	m3/seg
Caudal medio del rio	Q	2	m3/seg
Caudal minimo	Q	1.2	m3/seg
Caudal a derivarse	Q	0.616	m3/seg
Pendiente del cauce del rio	S	0.082	
Pendiente del Canal de derivacion	S	0.1507	
Coficiente de Manning del rio	n	0.035	
Coficiente de Manning del canal	n	0.014	
Factor de fondo	Fb	1.2	
Factor de orilla	Fs	0.2	
Parametro que caracteriza al cauce	a	0.75	

Bocatoma lateral , pre desarenador- conducción



1. ANCHO DE ENCAUZAMIENTO DEL RIO

BLENCH:

$$B = 1.81 \sqrt{\frac{Q \cdot Fb}{Fs}} \quad \Rightarrow \quad B = 64.88 \text{ m}$$

ALTUNIN:

$$B = \frac{a \cdot Q^{1/2}}{S^{1/5}} \quad \Rightarrow \quad B = 18.10 \text{ m}$$

PETIT:

$$B = 2.45 Q^{1/2} \quad \Rightarrow \quad B = 35.85 \text{ m}$$

Donde:

- B : Ancho de encausamiento.
- Q : Caudal maximo de diseño.
- Fb : Factor de fondo.
- Fs : Factor de orilla.
- a : Parametro que caracteriza al cauce.
- S : Pendiente del rio.

Nota: Tomar el valor entero del promedio de los 3 valores.

B 30.00 m

2. TIRANTE NORMAL DEL RIO AGUAS ARRIBA

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

$$\begin{aligned} A &= B \cdot yn \\ P &= B + 2 yn \\ R &= (B \cdot Yn)/(B+2yn) \end{aligned}$$

$$Q = \frac{(B \cdot yn)}{n} \left(\frac{B \cdot yn}{B + 2yn} \right)^{2/3} S^{1/2}$$

$$\boxed{\frac{Q \cdot n_{rio}}{(S_{rio})^{1/2}} = 26.17}$$

Por tanteo: 0.93 m
y 0.95 m

3. DIMENSIONAMIENTO DEL CANAL DE DERIVACION

Para una seccion rectangular de maxima eficiencia hidraulica-MEH

$$b=2y$$

$$A = b * y = 2y^2$$

$$P = b+2y = 4y$$

$$\frac{Q_{derivacion} * n_{canal}}{S} = 0.02222$$

Por tanteo: $y = 0.1943$ (Se recomienda que el tirante del canal sea multiplo de 5)



$$b = 0.50 \text{ m}$$
$$y = 0.20 \text{ m}$$

4. DIMENSIONAMIENTO DE LA VENTANA DE CAPTACION

$$Q_{req} = \frac{2}{3} * u * B * \sqrt{2g} * (h_2^{3/2} - h_1^{3/2})$$

Se desestima el valor de la velocidad de aproximacion; es decir $h_1 = 0$

$$Q_{req} = \frac{2}{3} * u * B * \sqrt{2g} * (h_2^{3/2})$$

$$u = 0.6$$

$$h_2(\text{m}) = 0.80$$

(altura de la ventana de captacion)



**DIMENSIONES DE LA VENTANA DE
CAPTACION**

b	0.60	m
h2	0.80	m

5. CALCULO DE LA ALTURA DEL BARRAJE.

La altura del azud esta dado por:

$$P = h_0 + h_2 + 0.20$$

Donde:

P = Altura del azud

h₀ = Altura del fondo de rio a cresta de la ventz 0.3 m

h₂ = Tirante de en la ventana

P : 1.30 m

6. FORMA DE LA CRESTA DEL BARRAJE.

Hd: 2.53

COORDENADAS A PARTIR DEL PUNTO MAS ALTO(DERECHA)

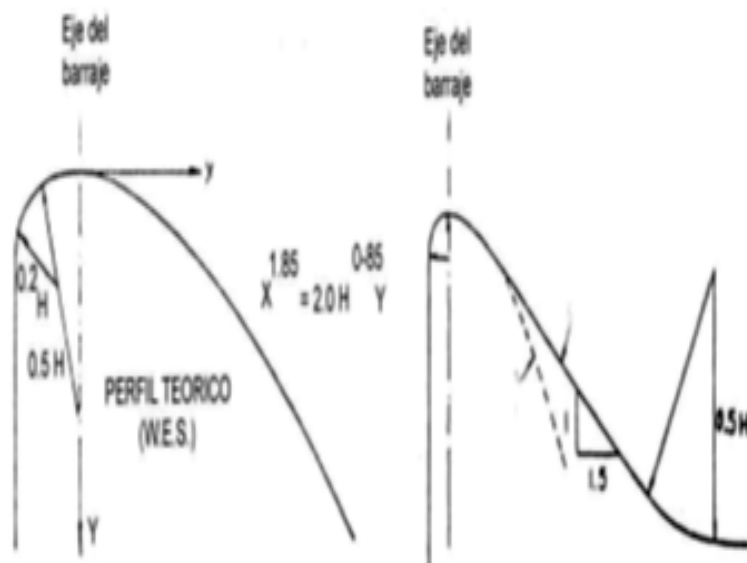
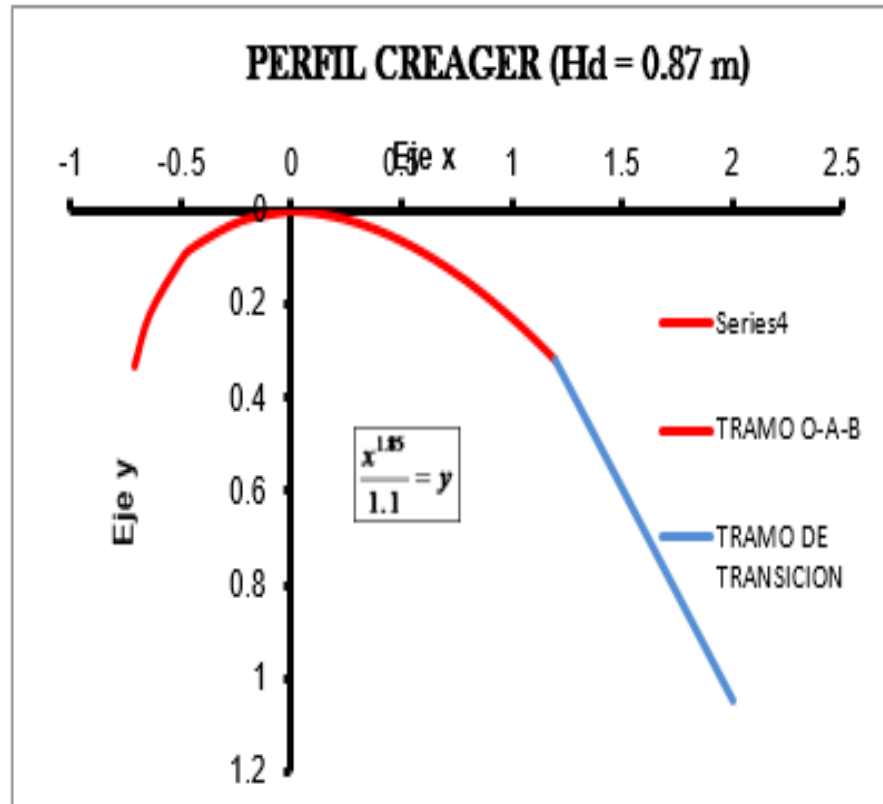
X	Y
0	0
0.05	0.000891
0.1	0.003212
0.15	0.006800
0.2	0.011578
0.25	0.017495
0.3	0.024513
0.35	0.032603
0.4	0.041739
0.45	0.051901
0.5	0.063070
0.55	0.075232
0.6	0.088371
0.65	0.102475
0.7	0.117533
0.75	0.133534
0.8	0.150469
0.85	0.168327
0.9	0.187102
0.95	0.206784
1	0.227368
1.05	0.248845
1.1	0.271210
1.15	0.294456
1.2	0.318577

COORDENADAS A PARTIR DEL PUNTO MAS ALTO(IZQUIERDA)

Pto	X	Y
0	0	0
P1	-0.22239	0.02021744
A	-0.44226	0.0758154
P2	-0.51049	0.11119593
P3	-0.64443	0.21986467
B	-0.71266	0.32853341

COORDENADAS LINEA DE TRANSICION

X	Y
1.2	0.319
1.25	0.364455
1.3	0.409909
1.35	0.455364
1.4	0.500818
1.45	0.546273
1.5	0.591727
1.55	0.637182
1.6	0.682636
1.65	0.728091
1.7	0.773545
1.75	0.819
1.8	0.864455
1.85	0.909909
1.9	0.955364
1.95	1.000818
2	1.046273



7. LONGITUD TOTAL DEL BARRAJE

Ancho compuerta de limpia: 1.00 m
Longitud total del barraje: 29.00 m

8. CAPACIDAD DE DESCARGA DEL VERTEDOR.

$$H = 2.53 \text{ m} \quad Q_{\max} = 1.838 * L_v * H_0^{1.5}$$

Tirante total junto al azud sin considerar velocidad de aproximación:

$$Y = P + H \\ Y = 3.83 \text{ m}$$

Se aplica la ecuación de continuidad:

$$V = Q/A \quad \Rightarrow \quad V = 1.93 \text{ m/seg}$$

$$h = V^2/2g \quad \Rightarrow \quad h = 0.19 \text{ m}$$

La altura total considerando la velocidad de aproximación sería:

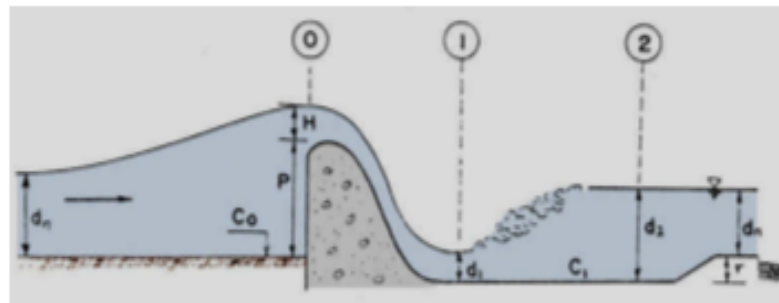
$$d_0 = P + H + h \\ d_0 = 4.02 \text{ m}$$

9. TIRANTES EN EL BARRAJE Y COLCHON DE DISIPACION

a.- CALCULO DEL TIRANTE AL PIE DEL BARRAJE (PUNTO 1)

Se aplica la ecuación de Bernoulli entre los puntos 0 y 1

$$Z_0 + d_0 + \frac{V_0^2}{2g} = Z_1 + d_1 + \frac{V_1^2}{2g} + h_{01}$$



Asumiendo:

$$Z_0 = Z_1$$

$$h_{01} = 0.10V^2/2g$$

$$V_0 = Q/B \cdot d_0 = 1.84 \quad \text{m/seg}$$

Aplicando la ecuacion de continuidad se tiene:

$$Q_0 = Q_1 \quad A_0 \cdot V_0 = A_1 \cdot V_1 \quad V_1 = A_0 \cdot V_0 / A_1$$

Resolviendo por tanteos:

$$4.1891 = d_1 + 1.10 Q_1^2 / 2g (B \cdot d_1)^2$$

$$4.1891 = 3.514607884$$



$$d_1 = 1.132937 \quad \text{m}$$

b. - CALCULO DEL TIRANTE CONJUGADO (PUNTO 2).

Se aplica la ecuacion de tirantes conjugados para un regimen supercritico

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \left(\frac{d_1^2}{4} + (2V_1^2 \frac{d_1}{g}) \right)^{0.5}$$

$$V_1 = 6.52 \quad \text{m/seg}$$

$$d_2 = 2.62 \quad \text{m}$$

CALCULO DE LA LONGITUD DEL COLCHON DISIPADOR.

Determinamos el Numero de Froude

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}}$$

$$F = 1.29 \quad \text{No es necesario la poza de disipacion}$$

a. - CALCULO DE LA LONGITUD DEL COLCHON DISIPADOR:

Se determina con los valores de d1 y d2 calculados

L = 4 d2	U.S Bureau Of Reclamation
L = 5(d2-d1)	Baklnmetev - Martzke
L = 4.5 d2	Lafranetz
L = 2.5(1.4 d2-d1)	Paulosky

L = 4 d2	10.50	m
L = 5(d2-d1)	7.40	m
L = 4.5 d2	11.80	m
L = 2.5(1.4 d2-d1)	6.30	m



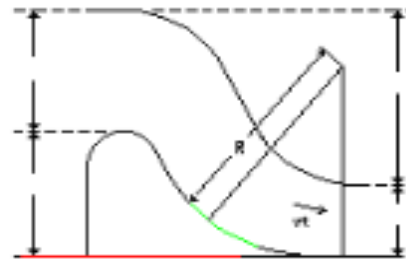
$$L = 8.50 \quad \text{m}$$

b. - CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DEL COLCHON

Para que el resalto sea sumergido debe cumplirse que:

$$Y = k \cdot d_2 - (H - \bar{z}) \quad k = 1.15$$
$$Y = 0.48 \quad \text{m} \quad Z_1 = 0.00$$

Calculo del radio minimo del trampolin:



$$hvt = \frac{hvt = (P+H) - d1}{2.69} \text{ m}$$

Calculo del gasto unitario:

$$q = Q/B = 7.14 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}$$

$$Vt = 7.27 \text{ m}/\text{seg} \quad Vt = \sqrt{2 * g * hvt}$$

Tirante del agua al nivel del escarpe

$$dt = q/Vt = 0.98 \text{ m}$$

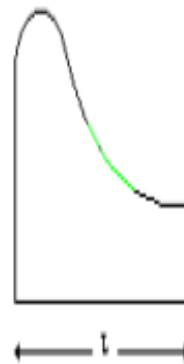
Evaluacion del tipo de flujo:

$$F = \frac{Vt}{\sqrt{g * dt}} \quad F = 2.34$$

Con este valor ingresamos al abaco para la determinación de R: $\frac{R}{dt + hvt} = 0.65$

$$R = 2.39 \text{ m}$$

c. - CALCULO DE LA LONGITUD DEL CUERPO DEL AZUD:



Se aplica la Ley de Darcy

$$V = k \cdot z / l$$

$$L = k \cdot z / V$$

V = Velocidad del flujo subterráneo.

K = Coeficiente de permeabilidad.

z = Diferencia de nivel entre aguas arriba y aguas abajo

$k/V = c$ Coeficiente que depende del tipo de terreno. Para grava y arena = 3.5

$$z = H - d1 = 1.39 \text{ m}$$

$$L = 4.88 \text{ m}$$

La longitud de diseño esta dado por:

$$L = P + L_{\text{cuencia}} / 3 = 2.90 \text{ m}$$

Para la longitud total de diseño se toma el promedio:

$$L_d = 3.90 \text{ m}$$

d.- CONTROL DE LA FILTRACION.

Según Lane el camino de percolacion viene dado por: $L_w = \Sigma L_v + \Sigma(L_w/3)$

Se debe igualar con la ecuacion de Lane: $L_w = c \cdot H$

Donde:

L_w = Longitud del camino de percolacion

c = Coeficiente de Lane.

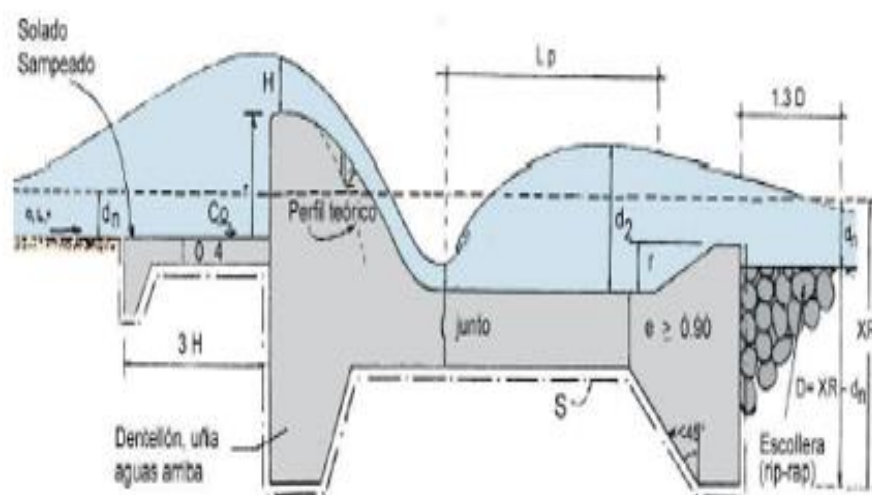
h = Diferencia de carga hidrostática entre la carga sobre la cresta del barraje y la uña terminal de la poza de disipacion

$L_w = c \cdot H$

$c = 3.5$ Grava media

$h = P - d_2 = 1.40$ m

$L_w = 4.90$

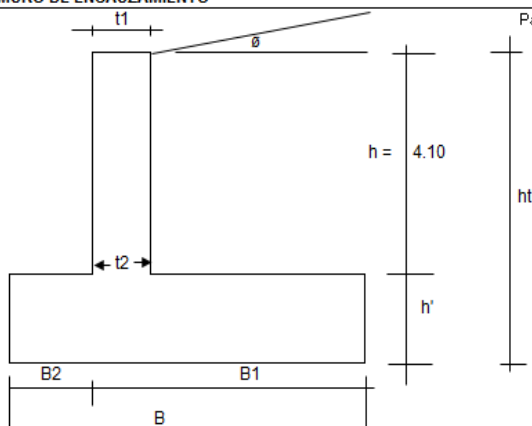


DISEÑO DE MURO DE ENCAUZAMIENTO

Pág. 1

Datos:

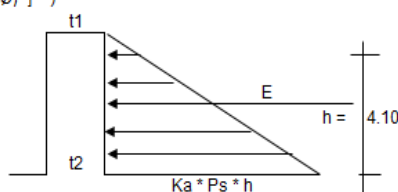
Peso Especifico del terreno (Tn/m3)	Ps = 1.80
Peso Especifico concreto (Tn/m3)	Pc = 2.40
Angulo fricción interna o reposo, (°)	Ø = 40
Angulo/Horizontal-talud del Material	ø = 0
Talud del Material	Z = 1
Resistencia del concreto (Kg/cm2)	f'c = 210
Fluencia del Acero (Kg/cm2)	fy = 4200
Capacidad Portante (Kg/cm2)	Gc = 2.09
Factor de Seguridad de Volteo	FSV = 2.00
Factor Seguridad Deslizamiento	FSD = 1.50
Factor de fricción f=Tg 40° = 0.8	f = 0.60
Altura del Muro, (m)	h = 4.10
pm (tn/m3)	pm = 2.10
Espesor superior del Muro, (cm)	t1=t2 = 30.00
Recubrimiento en el muro (cm)	r1 = 4.00
Recubrimiento en la zapata (cm)	r2 = 4.00
Cara Superior	r1 = 4.00
Cara Inferior en contacto con Terreno	r2 = 7.50



a) Dimensionamiento del Muro

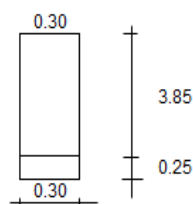
$$K_a = \frac{\cos \delta \cdot (\cos \delta - [(\cos \delta)^2 - (\cos \delta)^2]^{1/2})}{(\cos \delta + [(\cos \delta)^2 - (\cos \delta)^2]^{1/2})}$$

Ka	Ka = 0.22
Ka*Ps	Ka*Ps = 0.40
Mu (tn-m) : 1.7 * Ka * Ps * h ³ / 6	Mu = 7.81
además,	
Mu (Kg-cm) = Ø * b * d ² * f'c * w * (1 - 0.59 * w)	
donde:	
Ø	Ø = 0.90
b (cm)	b = 100.00
C (cuantía)	C = 0.004
w : C * fy / f'c	w = 0.080



igualando momentos, reemplazando valores y despejando d

$Mu * 10^3 = \varnothing * b * d^2 * f'c * w * (1 - 0.59 * w)$	
d (cm)	Mu = 23.28
t2 (cm) : d + r1 + Ø 5/8" / 2	d = 28.08
Usaremos: t2 (cm)	t2 = 30.00
con este valor de t2, se obtiene, d (cm)	t2 = 25.21
d1 (cm)	d1 = 25.21

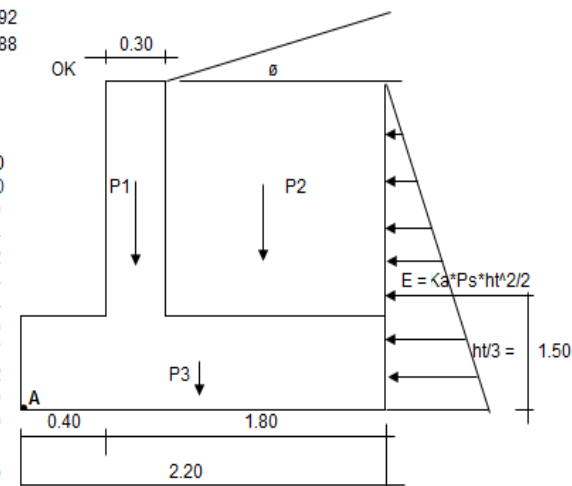


Verificación por cortante

Vdu (tn) : 1.7*Vd = 1.7*[Ps*Ka*(h-d) ² / 2]	Vdu = 5.03
Vu (tn) : Vdu/Ø = Vdu/0.85	Vu = 5.92
Vc (tn) : 0.53 * (f'c) ^{1/2} * b * d	Vc = 17.88
	Vc > Vu

b) Dimensionamiento de la Zapata

h' (cm) : t2 + 5	h' = 35.00
Usaremos: h' (cm)	h' = 40.00
ht (cm) : h + h'	ht = 4.50
T : FSD * (Ka * Ps / (2 * pm * f))	T = 0.24
b-1) B1/ht : T / (1 - Z * T)	B1/ht = 0.32
B1 (m)	B1 = 1.44
B1 (m) : B1 + (t2 - t1) / 2	B1 = 1.44
Usaremos, B1 (m)	B1 = 1.80
b-2) B2/ht >= (f/3)*(FSV/FSD)-B1/(2*ht)	B2/ht = 0.07
B2 (m) >=	B2 = 0.32
Usaremos, B2mín.(m)	B2 = 0.40
Ancho de Zapata, B (m) : B2 + B1	B = 2.20
E : Ka * Ps * ht ² / 2	E = 4.05
Ev : E * sen(ø)	Ev = 0.00



c) Verificación de Estabilidad

Ha Tn/m) : Ka * Ps * ht ² / 2	Ha = 4.05
s (m) : ht / 3	s = 1.5
Ma (tn-m/m) : Ha * s	Ma = 6.08

	Peso P _i (tn)	X (m)	(tn-m), en el punto A
P1	t1 * h * Pc = 2.950	0.550	P1 * X1 = 1.623
P2	(B1 - t2) * h * Ps = #####	1.450	P2 * X2 = 16.052
P3	B * h' * Pc = 2.110	1.100	P3 * X3 = 2.321
Ev	E * sen(ø) = 0.000	2.200	Ev * X4 = 0.000
	Pr = #####		Mr = 19.995

FSV : Mr / Ma FSV = 3.29 > 2.00 OK
 FSD : Pr * f / Ha FSD = 2.39 > 1.50 OK

d) Presiones sobre el Terreno

Xv (m) : (Mr - Ma) / Pr Xv = 0.86

e (m) : (B / 2) - Xv e = 0.24

B / 6, debe ser mayor que "e", B / 6 = 0.37 Ok

S1 (tn/m²) : (Pr / B) * (1 + 6 * e / B) S1 = 12.13 = 1.213 Kg/cm²

S2 (tn/m²) : (Pr / B) * (1 - 6 * e / B) S2 = 2.53 = 0.253 Kg/cm²

S1 < Gc = 2.09 Kg/cm² OK

e) Diseño del Muro

Mu (tn-m) Mu = 7.81

t1 = t2 (cm) t1 = 30.00

d (cm) d = 25.21

d1 (cm) d1 = 25.21

Refuerzo Vertical

Asv (cm²) = Mu / [0.9 * fy * (d - a/2)] y a (cm) = Asv * fy / (0.85 * fc * b)

asumiendo que: a = d / 5

Asv (cm²) : Mu / (0.9 * fy * 0.9 * d) Asv = 9.11 con este valor se calcula "a"
 a (cm) = a = 2.14 con este valor se recalcula el acero

Asv (cm²) : Mu / [0.9 * fy * (d - a/2)] Asv = 8.56 Ø 5/8 @ 0.225 abajo }
 Refuerzo Mínimo (cm²) : 0.0018 * b * d Asvm = 4.54 Ø 5/8 @ 0.45 intermedio } Acero Vertical, cara exterior del muro
 0.0018 * b * d1 Asvm = 4.54 Ø 5/8 @ 0.45 arriba }
 Ø 5/8 @ 0.25 } Acero Vertical, cara interior del muro

Cuantía : Q = Asv / (b * d) Q = 0.0034 > Q_{mín.} OK!

En este caso el muro no tiene sección variable: El peralte del muro no varía linealmente, los momentos tampoco varían, Pero se pueden trazar líneas de resistencia para determinar puntos de corte

Determinación de la altura crítica o de corte (Lc)

Mu / 2 = 1.7 * Ka * Ps * (h - hc)³ / 6 → 3.905 = 0.113 * (3.90 - hc)³

hc (m) hc = 0.85

Lc (m) : d + hc Lc = 1.10

Usaremos: Lc (m) Lc = 1.20

Lh (m) Lh = 2.00

Refuerzo Horizontal

como t >= 0.25 m, usaremos dos capa de acero horizontal

Arriba: Ash (cm²) : 0.0020 * b * t1 Ash = 6.00

2 * Ash / 3 4.00 Ø 1/2 @ 0.3

Ash / 3 2.00 Ø 3/8 @ 0.35

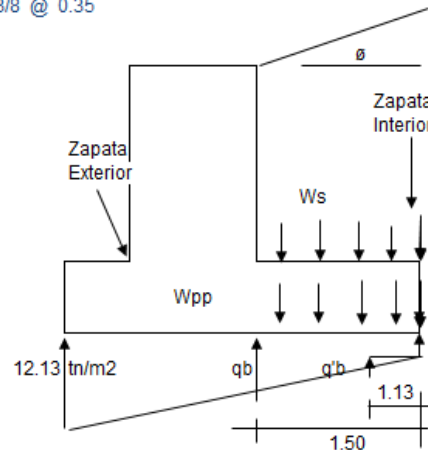
Intermedio :	Ash (cm2) : $0.0020 * b * t3$	Ash =	6.00
	2 * Ash / 3		4.00 $\emptyset 1/2 @ 0.3$
	Ash / 3		2.00 $\emptyset 3/8 @ 0.35$
Abajo :	Ash (cm2) : $0.0020 * b * t1$	Ash =	6.00
	2 * Ash / 3		4.00 $\emptyset 1/2 @ 0.3$
	Ash / 3		2.00 $\emptyset 3/8 @ 0.35$

f) Diseño de Zapata

Ws (tn/m) : $Ps * h$	Ws =	7.38
Wpp (tn/m) : $h' * b * Pc$	Wpp =	0.96

Zapata Exterior

Wumáx. (tn/m) : $1.7 * S1 - 0.9 * Wpp$	Wumáx=	19.76
Mu (tn-m) : $Wumáx. * h'^2 / 2$	Mu =	1.58
As (cm2) : $Mu / (0.9 * fy * 0.9 * d)$	As =	1.84
a (cm) : $As * fy / (0.85 * fc * b)$	a =	0.43
As (cm2) : $Mu / [0.9 * fy * (d - a/2)]$	As =	1.67
Refuerzo Mínimo (cm2) : $0.0018 * b * d$	Asm =	4.54
dz (cm) : $h' - (r2 + \emptyset 1/2" / 2)$	dz =	31.87
Usaremos: Acero Paralelo (cm2/m) al eje de la zapata	Asm =	4.54 $\emptyset 5/8 @ 0.4$



Zapata Interior

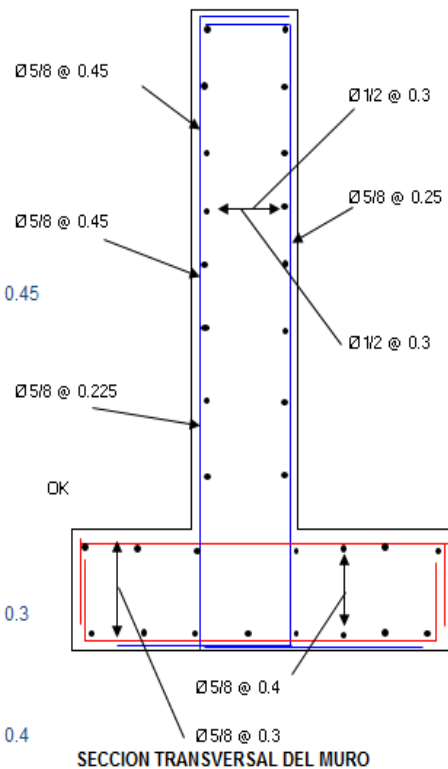
B3 (m) : $B1 - t$	B3 =	1.50
B4 (m) : $(B1 - t) - B / 6$	B4 =	1.13
q'b (tn/m) : $(S1 - S2) * B3 / B$	q'b =	6.55
qb (tn/m) : $q'b + S2$	qb =	9.08
B5 (m) : $B - B4$	B5 =	1.07
Wu (Tn/m) : $(Ws + Wpp) * B5$	Wu =	8.90
Mu : $(Wu - S2 * B5) * B3^2 / 2 - q'b * B5 * B3^2 / 6$	Mu =	4.36
As (cm2) : $Mu / (0.9 * fy * 0.9 * d)$	As =	5.08
a (cm) : $As * fy / (0.85 * fc * b)$	a =	1.20
As (cm2) : $Mu / [0.9 * fy * (d - a/2)]$	As =	4.69
Usaremos: Acero paralelo (cm2/m) = al eje de la zapata	As =	4.69 $\emptyset 5/8 @ 0.45$

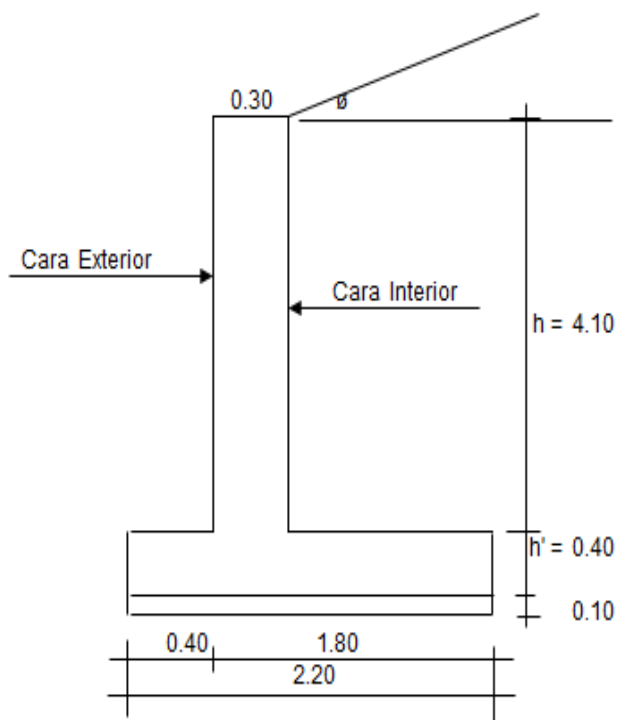
Verificación por Cortante

q'd (tn/m) : $q'b * B5 / B4$	q'd =	6.16
Vdu (tn) : $(Wu - S2 * B5) * (B3 - e) - h' * q'd * B4$	Vdu =	5.37
Vu (tn) : Vdu / \emptyset	Vu =	6.32
Vc (tn) : $0.53 * (fc)^{1/2} * b * e$	Vc =	18.43
		OK

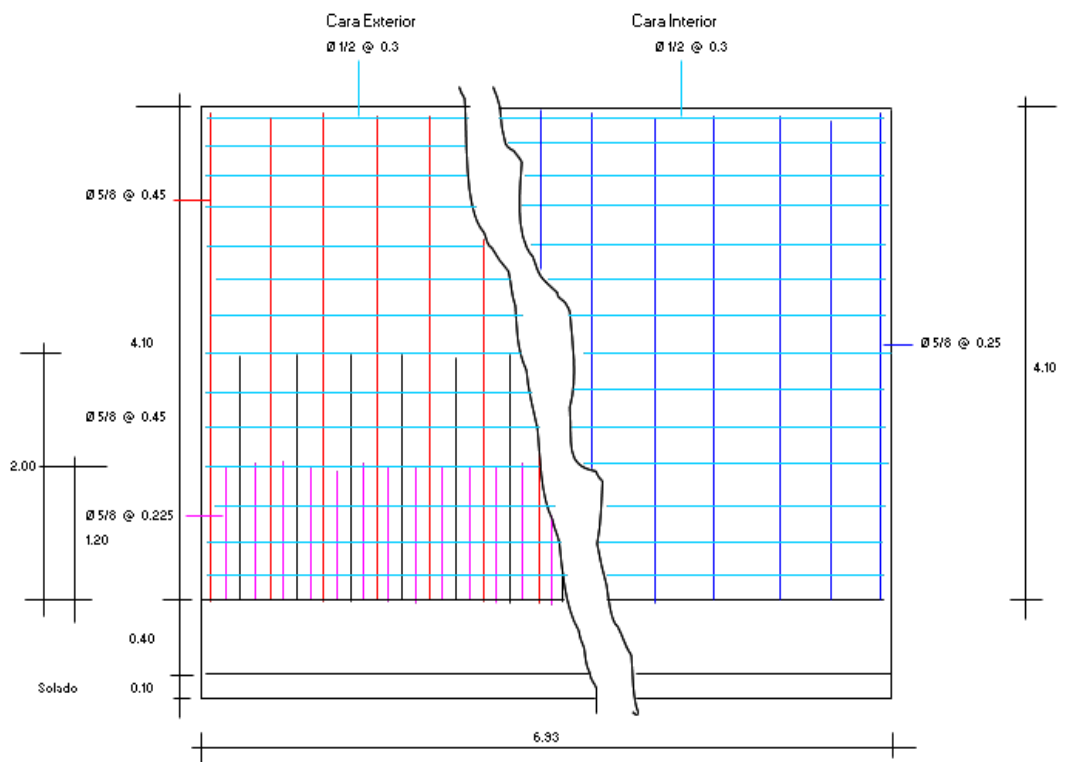
Refuerzo Transversal

Astemp (cm2) : $0.0018 * b * h'$	Astm =	7.20 $\emptyset 5/8 @ 0.3$
Acero perpendicular al eje (cm2/m) de la zapata, en ambas caras	Astm =	7.20
Usaremos acero paralelo al eje de la zapata, en las caras superior e inferior, tanto en la zapata exterior como interior, es decir;	Asm =	4.54 $\emptyset 5/8 @ 0.4$





SECCION TRANSVERSAL DE MURO
(dimensiones en metros)



ELEVACION LATERAL DEL MURO

4.9.2. DISEÑO HIDRÁULICO DEL CANAL

CARACTERÍSTICAS HIDRAULICAS CANAL PASAMBARA																			
TRAMO		DATOS INGRESADOS						RESULTADO DE CALCULOS											
		LONG. (m)	s (%)	Q (m ³ /s)	n	H (m)	b (m)	z (h/v)	y (m)	T (m)	B (m)	BL (m)	A (m ²)	R (m)	P (m)	F	V (m/s)	E (m Kg/Kg)	TIPO DE FLUJO
1		0+000.00 - 0+028.00	28.00	18.58	0.616	0.014	0.50	0.50	0.18	0.50	0.50	0.32	0.10	0.10	0.86	5.15	6.84	2.56	Supercritico
		0+028.00	12.40																
		0+040.40 - 0+065.65	25.25	2.78	0.616	0.014	0.50	0.50	0.37	0.50	0.50	0.13	0.18	0.15	1.24	1.76	3.35	0.94	Supercritico
		0+065.65 - 0+131.21	65.56	9.54	0.616	0.014	0.50	0.50	0.23	0.50	0.50	0.27	0.11	0.12	0.96	3.57	5.36	1.69	Supercritico
2		0+131.21 - 0+146.21	15.00																
		0+146.21 - 0+181.60	35.39	2.25	0.616	0.014	0.50	0.50	0.40	0.50	0.50	0.10	0.20	0.15	1.30	1.55	3.08	0.88	Supercritico
		0+181.60 - 0+198.53	16.93	12.44	0.616	0.014	0.50	0.50	0.21	0.50	0.50	0.29	0.10	0.11	0.92	4.13	5.91	1.99	Supercritico
3		0+198.53 - 0+207.93	9.40																
		0+207.93 - 0+330.00	122.07	1.63	0.616	0.014	0.60	0.50	0.46	0.50	0.50	0.14	0.23	0.16	1.41	1.28	2.70	0.83	Supercritico
		0+330.00 - 0+420.00	90.00	2.93	0.616	0.014	0.60	0.50	0.36	0.77	0.50	0.24	0.18	0.15	1.22	1.82	3.42	0.96	Supercritico
		0+420.00 - 0+573.50	153.50	2.94	0.616	0.014	0.60	0.50	0.36	0.77	0.50	0.24	0.18	0.15	1.22	1.82	3.42	0.96	Supercritico
		0+573.50 - 0+578.50	5.00	2.94	0.616	0.014	0.60	0.80	0.23	0.80	0.80	0.37	0.18	0.15	1.26	2.26	3.38	0.81	Supercritico
		0+578.50 - 0+685.00	106.50	2.94	0.616	0.014	0.60	0.50	0.36	0.77	0.50	0.24	0.18	0.15	1.22	1.82	3.42	0.96	Supercritico

0+685.00	-	0+860.00	175.00	0.83	0.616	0.014	0.50	0.50	0.50	0.50	0.40	0.90	1.00	0.10	0.28	0.20	1.39	1.28	2.22	0.65	Supercrítico	
0+860.00	-	1+040.00	180.00	1.09	0.616	0.014	0.50	0.50	0.50	0.37	0.87	1.00	1.00	0.13	0.25	0.19	1.32	1.46	2.46	0.68	Supercrítico	
1+040.00	-	1+120.00	80.00	3.07	0.616	0.014	0.60	0.50	0.00	0.35	0.84	0.50	0.50	0.25	0.18	0.15	1.21	1.87	3.48	0.97	Supercrítico	
1+120.00	-	1+500.00	380.00	1.41	0.616	0.014	0.60	0.50	0.00	0.48	0.50	0.50	0.50	0.12	0.24	0.16	1.47	1.17	2.55	0.81	Supercrítico	
1+500.00	-	1+676.50	176.50	1.40	0.616	0.014	0.60	0.50	0.00	0.48	0.50	0.50	0.50	0.12	0.24	0.16	1.47	1.17	2.54	0.81	Supercrítico	
1+676.50	-	1+683.50	7.00	1.40	0.616	0.014	0.60	0.80	0.00	0.30	0.80	0.80	0.80	0.30	0.24	0.17	1.39	1.52	2.60	0.64	Supercrítico	
1+683.50		1+692.00	8.50	1.40	0.616	0.014	0.60	0.50	0.00	0.48	0.50	0.50	0.50	0.12	0.24	0.16	1.47	1.17	2.54	0.81	Supercrítico	
1+692.00	-	1+880.97	188.97	9.38	0.616	0.014	0.50	0.50	0.00	0.23	0.50	0.50	0.50	0.27	0.12	0.12	0.96	3.52	5.31	1.67	Supercrítico	
1+880.97	-	1+899.47	18.50																			
POZA Nº 04																						
1+899.47	-	2+040.00	140.53	7.52	0.616	0.014	0.50	0.50	0.00	0.25	0.50	0.50	0.50	0.25	0.13	0.13	1.00	3.12	4.90	1.48	Supercrítico	
2+040.00	-	2+151.25	111.25	8.36	0.616	0.014	0.50	0.50	0.00	0.24	0.50	0.50	0.50	0.26	0.12	0.12	0.98	3.32	5.10	1.57	Supercrítico	
2+151.25	-	2+158.75	7.50	8.36	0.616	0.014	0.60	0.80	0.00	0.16	0.50	0.80	0.80	0.44	0.13	0.11	1.12	3.88	4.85	1.36	Supercrítico	
2+158.75	-	2+178.50	19.75	8.36	0.616	0.014	0.50	0.50	0.00	0.24	0.50	0.50	0.50	0.26	0.12	0.12	0.98	3.32	5.10	1.57	Supercrítico	
2+178.50	-	2+196.50	18.00																			
POZA Nº 05																						
2+196.50	-	2+205.00	8.50	7.63	0.616	0.014	0.50	0.50	0.00	0.25	0.50	0.50	0.50	0.25	0.12	0.13	1.00	3.15	4.93	1.49	Supercrítico	

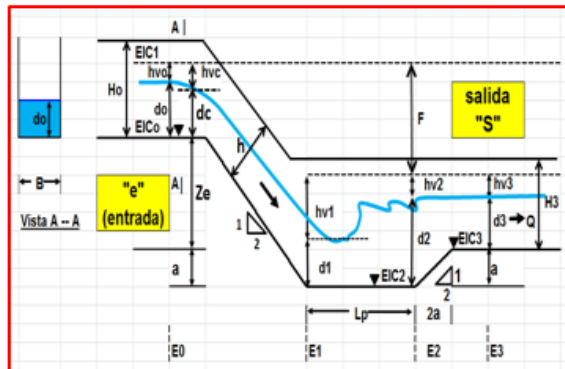
2+205.00	2+211.00	6.00	7.63	0.616	0.014	0.60	0.80	0.00	0.16	0.50	0.80	0.44	0.13	0.12	1.13	3.71	4.70	1.29	Supercrítico
2+211.00	2+340.00	129.00	7.63	0.616	0.014	0.50	0.50	0.00	0.25	0.50	0.50	0.25	0.12	0.13	1.00	3.15	4.93	1.49	Supercrítico
2+340.00	- 2+530.00	190.00	8.81	0.616	0.014	0.50	0.50	0.00	0.24	0.50	0.50	0.26	0.12	0.12	0.97	3.41	5.20	1.62	Supercrítico
2+530.00 - 2+548.50		18.50																	
POZA Nº 06																			
2+548.50	- 2+657.65	109.15	6.45	0.616	0.014	0.50	0.50	0.00	0.27	0.50	0.50	0.23	0.13	0.13	1.03	2.87	4.63	1.36	Supercrítico
2+657.65	- 2+760.00	102.35	11.11	0.616	0.014	0.50	0.50	0.00	0.22	0.50	0.50	0.28	0.11	0.12	0.93	3.88	5.67	1.86	Supercrítico
2+760.00 - 2+776.30		16.30																	
POZA Nº 07																			
2+776.30	- 2+900.00	123.70	5.76	0.616	0.014	0.50	0.50	0.00	0.28	0.50	0.50	0.22	0.14	0.13	1.06	2.69	4.43	1.28	Supercrítico
2+900.00	- 3+020.00	120.00	6.97	0.616	0.014	0.50	0.50	0.00	0.26	0.50	0.50	0.24	0.13	0.13	1.02	2.99	4.77	1.42	Supercrítico
3+020.00 - 3+034.50		14.50																	
POZA Nº 08																			
3+034.50	- 3+082.00	47.50	1.22	0.616	0.014	0.50	0.50	0.50	0.35	0.85	1.00	0.15	0.24	0.19	1.29	1.55	2.57	0.69	Supercrítico
3+082.00	- 3+200.00	118.00	8.01	0.616	0.014	0.50	0.50	0.00	0.25	0.50	0.50	0.25	0.12	0.12	0.99	3.24	5.02	1.53	Supercrítico
3+200.00	- 3+296.00	96.00	8.86	0.616	0.014	0.50	0.50	0.00	0.24	0.50	0.50	0.26	0.12	0.12	0.97	3.43	5.21	1.62	Supercrítico
TOTAL		3,296.00																	

4.9.3. DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS TRANSICIONES

<u>DISEÑO DE TRANSICION RECTA EN CANALES - CANAL PASAMBARA</u>															
N°	Ubicación		Sección de entrada			Sección de Salida			Angulo		LONGITUD DE TRANSICION				
	inicio	final	Espejo de agua	Inferior	Superior	Espejo de agua	Ancho Inferior	Ancho Superior	Entre espejos de agua	Entre estructuras	Por espejo de agua	Ancho Inferior	Ancho Superior	Máximo calculado	ASUMIDO
1	0+040.40	0+042.40	1.30	1.30	1.30	0.50	0.50	0.50	12.50	22.50	1.80	1.80	0.97	1.80	2.00
2	0+146.21	0+148.21	1.30	1.30	1.30	0.50	0.50	0.50	12.50	22.50	1.80	1.80	0.97	1.80	2.00
3	0+207.93	0+209.93	1.30	1.30	1.30	0.50	0.50	0.50	12.50	22.50	1.80	1.80	0.97	1.80	2.00
4	0+572.00	0+573.50	0.50	0.50	0.50	0.80	0.80	0.80	12.50	22.50	0.68	0.68	0.36	0.68	1.50
5	0+578.50	0+580.00	0.80	0.80	0.80	0.50	0.50	0.50	12.50	22.50	0.68	0.68	0.36	0.68	1.50
6	0+683.50	0+685.00	0.50	0.50	0.50	0.90	0.50	1.00	12.50	22.50	0.90	0.00	0.60	0.90	1.50
7	1+040.00	1+041.50	0.87	0.50	1.00	0.50	0.50	0.50	12.50	22.50	0.83	0.00	0.60	0.83	1.50

8	1+675.00	1+676.50	0.50	0.50	0.50	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	12.50	22.50	0.68	0.68	0.36	0.68	1.50
9	1+683.50	1+685.00	0.80	0.80	0.80	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	12.50	22.50	0.68	0.68	0.36	0.68	1.50
10	1+899.47	1+901.47	1.30	1.30	1.30	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	12.50	22.50	1.80	1.80	0.97	1.80	2.00
11	2+150.25	2+151.25	0.50	0.50	0.50	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	12.50	22.50	0.68	0.68	0.36	0.68	1.00
12	2+158.75	2+159.75	0.80	0.80	0.80	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	12.50	22.50	0.68	0.68	0.36	0.68	1.00
13	2+196.50	2+198.50	1.30	1.30	1.30	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	12.50	22.50	1.80	1.80	0.97	1.80	2.00
14	2+203.50	2+205.00	0.50	0.50	0.50	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	12.50	22.50	0.68	0.68	0.36	0.68	1.50
15	2+211.00	2+211.70	0.80	0.80	0.80	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	12.50	22.50	0.68	0.68	0.36	0.68	0.70
16	2+548.50	2+550.50	1.30	1.30	1.30	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	12.50	22.50	1.80	1.80	0.97	1.80	2.00
17	2+776.30	2+778.30	1.30	1.30	1.30	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	12.50	22.50	1.80	1.80	0.97	1.80	2.00
18	3+034.50	3+036.50	1.30	1.30	1.30	0.50	0.85	1.00	1.00	1.00	12.50	22.50	1.80	1.01	0.36	1.80	2.00
19	3+082.00	3+083.50	0.50	0.85	1.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	12.50	22.50	0.00	0.79	0.60	0.79	1.50

4.9.4. DISEÑO HIDRÁULICO DE POZA DISIPADORA DISEÑO POZA DE DISIPACION N°01 (CANAL PROG. 0+028.00)



DATOS	E0	E3	U.M.
Q=	0.62	0.62	m ³ /seg
S=	0.1858	0.0278	m/m
B=	0.50	0.50	m.
z=	0.00	0.00	
V=	6.84	3.35	m/seg
do=	0.18	0.37	m
g=	9.81	9.81	m/s ²
hvo=	2.38	0.57	m
EIC0 =	3907.63	EIC3= 3903.41	m.s.n.m
Ze =	(EIC0 - EIC3) = 4.22		m

1) DETERMINACIÓN DEL ANCHO DE LA POZA DE AMORTIG CONSIDERANDO EN LA RAPIDA UNA SECCIÓN RECTANGULAR DE BASE "Bp" ANCHO DE LA POZA "Bp" = $B_p = 18.78 \cdot Q^{1/2} / (10.11 + Q) = 1.37 \text{ m}$ Bp= 1.30 m	4) CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE LA POZA La Profundidad de la poza se determina mediante la relación: $a = 0,5 \text{ dc}$ sin embargo debe cumplirse también que $d2 \leq (d3 + a)$
2) CALCULO DEL CAUDAL UNITARIO EN SECCIÓN RECTANGULAR $q = Q/B = 1.232$	$a = 0.5 \cdot dc = 0.2684$ RECALCULAR
3) CALCULO DE "Yc". SOLO EN SECCIÓN RECTANGULAR $dc = Yc = (q^2/g)^{1/3} = 1.518$ $(q^2/g) = 0.1547$ $Yc = 0.537$	5) CALCULO DE LA ALTURA CAJA CANAL EN TRAMO INCLINADO $h = Yc + BI$ El borde libre "BI" se obtiene por USBR $BI = 0.15$ $h = 0.687$ Redond. h = 0.70 m
6) BALANCE DE ENERGIA "F", ENTRE LA SECCIÓN DE ENTRADA "E0" Y LA SECCIÓN DE SALIDA "E3" $E_0 = (EIC_0 + do + hv_0) = 3910.195 \text{ m}$ $E_3 = (EIC_3 + d_3 + hv_3) = 3904.350 \text{ m}$ F = 5.844 m	

7) CALCULO DE LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS Y GEOMETRICAS DE LA POZA DE AMORTIGUACIÓN

1) Cálculo de la Relación F/dc	$(F/dc) = 10.887$ m/m
2) Con (F/dc) y la tabla y determinamos: $(d2/d1)$ y $(d1/dc)$	$(d1/dc) = 0.190$ $(d2/d1) = 16.627$
3) De los resultados anteriores determinamos $d1$ y $d2$	$d1 = 0.102 \text{ m}$ $d2 = 1.6971 \text{ m}$
4) La velocidad en la estación 1 ("V1"), se determina a partir "d1", "B" y "Q", mediante la formula $V1 = Q / (B \cdot d1)$:	$V1 = 4.6422$
5) calculo de la relación: $g \cdot d1 =$	$(g \cdot d1)^{1/2} = 1.0007$
6) Calculo del Número de Froude $NF = V1 / (g \cdot d1)^{1/2}$	$g \cdot d1 = 1.0013$ NF = 4.6391

PARA EL N° DE FROUDE INDICADO CORRESPONDE UNA POZA TIPO III Y DEL GRAFICO SE TIENE

6) Longitud de la poza: $Lp = 5 \cdot (d2 - d1)$ ó $Lp = 6 \cdot (d2 - d1) = 7.98$ $Lp = 7.80 \text{ m}$.
7) En función de $d2$ y de $Y3$, "a" debe ser: $a = 1.1 (d2 - Y3) = 1.46$ $a = 1.40 \text{ m}$.

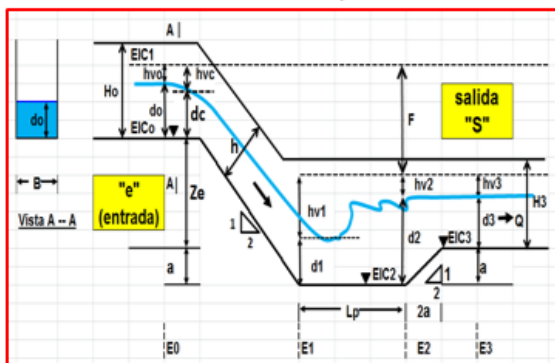
OK>>> CUMPLE 42 < (43 + a)

PARAMETROS

- B = Base de canal de entrada
- F = Diferencia de energía entre la entrada y la salida después del salto
- Q = Caudal que ingresa a la poza
- hv = Energía de velocidad $hv = (V^2/2g)$
- Ze = Altura de caída efectiva = (EIC0 - EIC3)

Calculo de "d2" Y DE "d1" Usando tablas			
para $(F / Dc) = 10.88651$			
	F / Dc	d2/d1	d1/dc
	10.8000	16.5400	0.1310
-0.08651	10.9000	16.6400	0.1300
	-0.100	-0.100	0.001
	mit.	1.000	-0.010
	10.8865	16.6265	0.1901

DISEÑO POZA DE DISIPACION N°02 (CANAL PROG. 0+131.21)



DATOS	E0	E3	U.M.
Q=	0.62	0.62	m ³ /seg
S=	0.0278	0.0225	m/m
B=	0.50	0.50	m.
z=	0.00	0.00	
V=	3.35	3.08	m/seg
do=	0.37	0.40	m
g=	9.81	9.81	m/s ²
hvo=	0.57	0.48	m
EIC0 =	3902.51	EIC3= 3896.06	m ² m
Ze =	(EIC0 - EIC3) = 6.45		m

1) DETERMINACIÓN DEL ANCHO DE LA POZA DE AMORTIGUACIÓN CONSIDERANDO EN LA RAPIDA UNA SECCIÓN RECTANGULAR DE BASE "Bp" ANCHO DE LA POZA "Bp" = $B_p = 18.78 \cdot Q^{1/2} / (10.11 + Q) = 1.37 \text{ m}$ Bp= 1.30 m	4) CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE LA POZA La Profundidad de la poza se determina mediante la relación: a = 0,5 dc sin embargo debe cumplirse también que d2 ≤ (d3 + a)
2) CALCULO DEL CAUDAL UNITARIO EN SECCIÓN RECTANGULAR $q = Q/B = 1.232$	$a = 0.5 \cdot dc = 0.2684$ RECALCULAR
3) CALCULO DE "Yc". SOLO EN SECCIÓN RECTANGULAR $dc = Yc = (q^2 / g)^{1/3} = 1.5178$ $(q^2 / g) = 0.1547$ Yc = 0.537	5) CALCULO DE LA ALTURA CAJA CANAL EN TRAMO INCLINADO $h = Yc + BI$ El borde libre "BI" se obtiene por USBR $BI = 0.15$ $h = 0.687$ Redond. h = 0.70 m
6) BALANCE DE ENERGIA "F", ENTRE LA SECCIÓN DE ENTRADA "E0" Y LA SECCIÓN DE SALIDA "E3" $E_0 = (EIC_0 + do + hv_0) = 3903.450 \text{ m}$ $E_3 = (EIC_3 + d_3 + hv_3) = 3896.944 \text{ m}$ F = 6.506 m	

7) CALCULO DE LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS Y GEOMETRICAS DE LA POZA DE AMORTIGUACIÓN

1) Cálculo de la Relación F/dc	$(F/dc) = 12.119$ m/m
2) Con (F/dc) y la tabla y determinamos: $(d2/d1)$ y $(d1/dc)$	$(d1/dc) = 0.181$ $(d2/d1) = 17.829$
3) De los resultados anteriores determinamos $d1$ y $d2$	$d1 = 0.097 \text{ m}$ $d2 = 1.7325 \text{ m}$
4) La velocidad en la estación 1 ("V1"), se determina a partir "d1", "B" y "Q", mediante la formula $V1 = Q / (B \cdot d1)$	$V1 = 4.8765$
5) calculo de la relación: $g \cdot d1$	$(g \cdot d1)^{1/2} = 0.9763$
6) Cáculo del Número de Froude $NF = V1 / (g \cdot d1)^{1/2}$	$NF = 4.9947$
PARA EL N° DE FROUDE INDICADO CORRESPONDE UNA POZA TIPO III Y DEL GRAFICO SE TIENE	
6) Longitud de la poza:	$L_p = 5 \cdot (d2 - d1)$ ó $L_p = 6 \cdot (d2 - d1) = 8.18$ $L_p = 8.00 \text{ m}$
7) En función de $d2$ y de $Y3$, "a" debe ser:	$a = 1.1 \cdot (d2 - Y3) = 1.47$ $a = 1.40 \text{ m}$

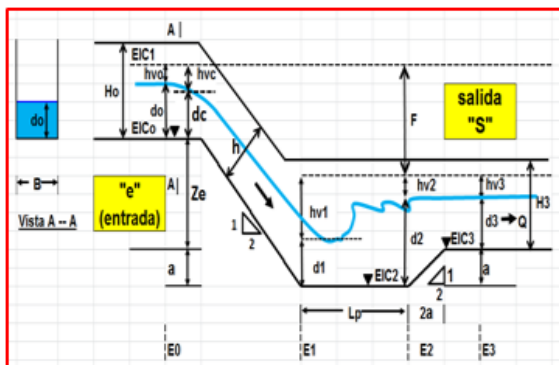
OK>>> CUMPLE $d2 < (d3 + a)$

PARAMETROS

- B = Base de canal de entrada
- F = Diferencia de energía entre la entrada y la salida despues del salto
- Q = Caudal que ingresa a la poza
- hv = Energía de velocidad $hv = (V^2 / 2g)$
- Ze = Altera de caída efectiva = (EIC0 - EIC3)

Calculo de "d2" Y DE "d1" Usando tablas			
para $(F / Dc) = 12.11943$			
	F / Dc	d2/d1	d1/dc
-0.01943	12.1000	17.8100	0.1810
	12.2000	17.9100	0.1810
	-0.100	-0.100	0.000
	unit.	1.000	0.000
		12.1194	17.8294

DISEÑO POZA DE DISIPACION N°03 (CANAL PROG. 0+195.53)



DATOS	E0	E3	U.M.
Q=	0.62	0.62	m ³ /seg
S=	0.0225	0.0163	m/m
B=	0.50	0.50	m.
z=	0.00	0.00	
V=	3.08	2.70	m/seg
do=	0.40	0.46	m
g=	9.81	9.81	m/s ²
hvo=	0.48	0.37	m
EIC0 =	3895.02	EIC3= 3892.92	m s m
Ze =	(EIC0 - EIC3) = 2.10		m

1) DETERMINACIÓN DEL ANCHO DE LA POZA DE AMORTIGUACIÓN CONSIDERANDO EN LA RAPIDA UNA SECCIÓN RECTANGULAR DE BASE "Bp" ANCHO DE LA POZA "Bp" = $B_p = 18.78 \cdot Q^{1/2} / (10.11 + Q) = 1.37 \text{ m}$ Bp= 1.30 m	4) CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE LA POZA La Profundidad de la poza se determina mediante la relación: a = 0,5 dc sin embargo debe cumplirse también que d2 ≤ (d3 + a)
2) CALCULO DEL CAUDAL UNITARIO EN SECCIÓN RECTANGULAR $q = Q/B = 1.232$	$a = 0.5 \cdot dc = 0.2684$ RECALCULAR
3) CALCULO DE "Yc". SOLO EN SECCIÓN RECTANGULAR $dc = Yc = (q^2 / g)^{1/3} = 1.5178$ $(q^2 / g) = 0.1547$ $Yc = 0.537$	5) CALCULO DE LA ALTURA CAJA CANAL EN TRAMO INCLINADO $h = Yc + BI$ El borde libre "BI" se obtiene por USBR $BI = 0.15$ $h = 0.687$ Redond. h = 0.70 m
6) BALANCE DE ENERGIA "F", ENTRE LA SECCIÓN DE ENTRADA "E0" Y LA SECCIÓN DE SALIDA "E3" $E_0 = (EIC_0 + d_0 + hv_0) = 3895.904 \text{ m}$ $E_3 = (EIC_3 + d_3 + hv_3) = 3893.747 \text{ m}$ F = 2.157 m	

7) CALCULO DE LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS Y GEOMETRICAS DE LA POZA DE AMORTIGUACIÓN

1) Cálculo de la Relación F/dc	$(F/dc) = 4.0172$ m/m
2) Con (F/dc) y la tabla y determinamos: $(d2/d1)$ y $(d1/dc)$	$(d1/dc) = 0.280$ $(d2/d1) = 9.022$
3) De los resultados anteriores determinamos $d1$ y $d2$	$d1 = 0.151 \text{ m}$ $d2 = 1.3586 \text{ m}$
4) La velocidad en la estación 1 ("V1"), se determina a partir "d1", "B" y "Q", mediante la formula $V1 = Q / (B \cdot d1)$:	$V1 = 3.1469$
5) calculo de la relación: $g \cdot d1 =$	$(g \cdot d1)^{1/2} = 1.2154$
6) Calculo del Número de Froude ($NF = V1 / (g \cdot d1)^{1/2}$)	$NF = 2.5892$

PARA EL N° DE FROUDE INDICADO CORRESPONDE UNA POZA TIPO III Y DEL GRAFICO SE TIENE

6) Longitud de la poza:	$L_p = 5 \cdot (d2 - d1)$ ó $L_p = 6 \cdot (d2 - d1) = 6.04$	$L_p = 6.00 \text{ m}$
7) En función de $d2$ y de $Y3$, "a" debe ser:	$a = 1.1 (d2 - Y3) = 0.99$	$a = 1.00 \text{ m}$

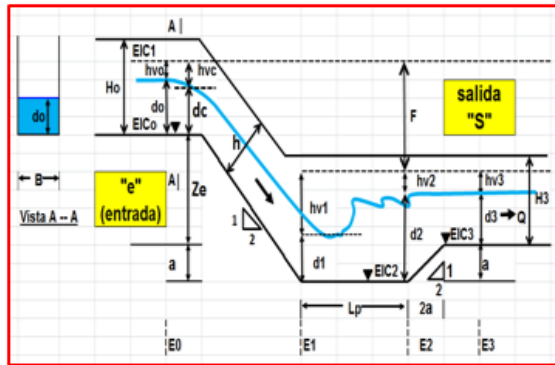
OK>>> CUMPLE $d2 < (d3 + a)$

PARAMETROS

- B = Base de canal de entrada
- F = Diferencia de energía entre la entrada y la salida después del salto
- Q = Caudal que ingresa a la poza
- hv = Energía de velocidad $hv = (V^2 / 2g)$
- Ze = Altura de caída efectiva = (EIC0 - EIC3)

Calculo de "d2" Y DE "d1" Usando tablas			
para $(F / Dc) = 4.017244$			
	F / Dc	d2/d1	d1/dc
-0.01724	4.0000	9.0000	0.2810
	4.1000	9.1300	0.2780
	-0.100	-0.130	0.003
	unit.	1.300	-0.030
	4.0172	9.0224	0.2805

DISEÑO POZA DE DISIPACION N°04 (CANAL PROG. 1+880.97)



DATOS	E0	E3	U.M.
Q=	0.62	0.62	m ³ /seg
S=	0.0140	0.0752	m/m
B=	0.50	0.50	m.
z=	0.00	0.00	
V=	2.54	4.90	m/seg
do=	0.48	0.25	m
g=	9.81	9.81	m/s ²
hvo=	0.33	1.22	m
EIC0 =	3866.52	EIC3= 3848.79	m ² m
Ze =	(EIC0 - EIC3) = 17.73		m

1) DETERMINACIÓN DEL ANCHO DE LA POZA DE AMORTIGUO CONSIDERANDO EN LA RAPIDA UNA SECCIÓN RECTANGULAR DE BASE "Bp" ANCHO DE LA POZA "Bp" = $B_p = 18.78 \cdot Q^{1/2} / (10.11 + Q) = 1.37 \text{ m}$ <div style="background-color: #90EE90; padding: 2px; display: inline-block;">Bp= 1.30 m</div>	4) CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE LA POZA La Profundidad de la poza se determina mediante la relación: a = 0,5 dc sin embargo debe cumplirse también que d2 ≤ (d3 + a)
2) CALCULO DEL CAUDAL UNITARIO EN SECCIÓN RECTANGULAR $q = Q/B = 1.232$	$a = 0.5 \cdot dc = 0.2684$ RECALCULAR
3) CALCULO DE "Yc". SOLO EN SECCIÓN RECTANGULAR $dc = Yc = (q^2 / g)^{1/3} = 1.5178$ $(q^2 / g) = 0.1547$ <div style="background-color: #90EE90; padding: 2px; display: inline-block;">Yc = 0.537</div>	5) CALCULO DE LA ALTURA CAJA CANAL EN TRAMO INCLINADO $h = Yc + BI$ El borde libre "BI" se obtiene por USBR BI = 0.15 $h = 0.687$ Redond. <div style="background-color: #90EE90; padding: 2px; display: inline-block;">h = 0.70 m</div>
6) BALANCE DE ENERGÍA "F", ENTRE LA SECCIÓN DE ENTRADA "E0" Y LA SECCIÓN DE SALIDA "E3" $E_0 = (EIC_0 + d_0 + h_{v0}) = 3867.334 \text{ m}$ $E_3 = (EIC_3 + d_3 + h_{v3}) = 3850.265 \text{ m}$ <div style="background-color: #90EE90; padding: 2px; display: inline-block;">F = 17.069 m</div>	

7) CALCULO DE LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS Y GEOMETRICAS DE LA POZA DE AMORTIGUACIÓN

1) Cálculo de la Relación F/dc	$(F/dc) = 31.794$ m/m
2) Con (F/dc) y la tabla y determinamos: $(d2/d1)$ y $(d1/dc)$	$(d1/dc) = 0.118$ $(d2/d1) = 34.285$
3) De los resultados anteriores determinamos $d1$ y $d2$	$d1 = 0.063 \text{ m}$ $d2 = 2.1719 \text{ m}$
4) La velocidad en la estación 1 ("V1"), se determina a partir "d1", "B" y "Q", mediante la formula $V1 = Q / (B \cdot d1)$	$V1 = 7.4801$
5) calculo de la relación: $g \cdot d1 =$	$(g \cdot d1)^{1/2} = 0.7883$
6) Calculo del Número de Froude (I)	$NF = 9.4886$

PARA EL N° DE FROUDE INDICADO CORRESPONDE UNA POZA TIPO III Y DEL GRAFICO SE TIENE

6) Longitud de la poza:	$L_p = 5 \cdot (d2 - d1)$ ó $L_p = 6 \cdot (d2 - d1) = 10.54$	$L_p = 10.50 \text{ m}$
7) En función de $d2$ y de $Y3$, "a" debe ser:	$a = 1.1 (d2 - Y3) = 2.11$	$a = 2.00 \text{ m}$

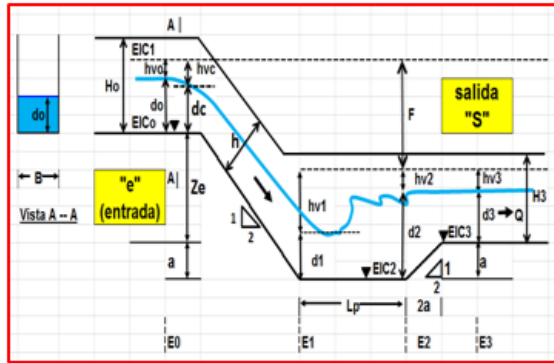
OK>>> CUMPLE 42 + (43 + a)

PARAMETROS

- B = Base de canal de entrada
- F = Diferencia de energía entre la entrada y la salida después del salto
- Q = Caudal que ingresa a la poza
- hv = Energía de velocidad $h_v = (V^2 / 2g)$
- Ze = Altera de caída efectiva = (EIC0 - EIC3)

Calculo de "d2" Y DE "d1" Usando tablas			
para (F / Dc) = 31.7941			
	F / Dc	d2/d1	d1/dc
	31.7000	34.2100	0.1180
-0.09410	31.8000	34.2900	0.1180
	-0.100	-0.080	0.000
	unit.	0.800	0.000
	31.7941	34.2853	0.1180

DISEÑO POZA DE DISIPACION N°05 (CANAL PROG. 2+195.73)



DATOS	E0	E3	U.M.
Q=	0.62	0.62	m ³ /seg
S=	0.0752	0.0763	m/m
B=	0.50	0.50	m.
z=	0.00	0.00	
V=	4.90	4.93	m/seg
do=	0.25	0.25	m
g=	9.81	9.81	m/s ²
hvo=	1.22	1.24	m
EIC0 =	3837.23	EIC3= 3824.22	m.snm
Ze =	(EIC0 - EIC3) = 13.01		m

1) DETERMINACIÓN DEL ANCHO DE LA POZA DE AMORTIGUACIÓN CONSIDERANDO EN LA RAPIDA UNA SECCIÓN RECTANGULAR DE BASE "Bp" ANCHO DE LA POZA "Bp" = $B_p = 18.78 \cdot Q^{1/2} / (10.11 + Q) = 1.37 \text{ m}$ Bp= 1.30 m	4) CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE LA POZA La Profundidad de la poza se determina mediante la relación: a = 0,5 dc sin embargo debe cumplirse también que d2 ≤ (d3 + a)
2) CALCULO DEL CAUDAL UNITARIO EN SECCIÓN RECTANGULAR $q = Q/B = 1.232$	$a = 0.5 \cdot dc = 0.2684$ RECALCULAR
3) CALCULO DE "Yc". SOLO EN SECCIÓN RECTANGULAR $dc = Yc = (q^2/g)^{1/3} = 1.5178$ $(q^2/g) = 0.1547$ $Yc = 0.537$	5) CALCULO DE LA ALTURA CAJA CANAL EN TRAMO INCLINADO $h = Yc + BI$ El borde libre "BI" se obtiene por USBR $BI = 0.15$ $h = 0.687$ Redond. h = 0.70 m
6) BALANCE DE ENERGÍA "F", ENTRE LA SECCIÓN DE ENTRADA "E0" Y LA SECCIÓN DE SALIDA "E3" $F = E0 - E3$ $E0 = (EIC0 + do + hvo) = 3838.705 \text{ m}$ $E3 = (EIC3 + d3 + hv3) = 3825.709 \text{ m}$ F = 12.996 m	

7) CALCULO DE LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS Y GEOMETRICAS DE LA POZA DE AMORTIGUACIÓN

1) Cálculo de la Relación F/dc	$(F/dc) = 24.2083$ m/m
2) Con (F/dc) y la tabla y determinamos: $(d2/d1)$ y $(d1/dc)$:	$(d1/dc) = 0.134$ $(d2/d1) = 28.387$
3) De los resultados anteriores determinamos $d1$ y $d2$	$d1 = 0.072 \text{ m}$ $d2 = 2.04207 \text{ m}$
4) La velocidad en la estación 1 ("V1"), se determina a partir "d1", "B" y "Q", mediante la formula $V1 = Q / (B \cdot d1)$:	$V1 = 6.5869$
5) calculo de la relación: $g \cdot d1 =$	$(g \cdot d1)^{1/2} = 0.84006$
6) Calculo del Número de Froude (F)	$g \cdot d1 = 0.7057$ NF = 7.841

PARA EL N° DE FROUDE INDICADO CORRESPONDE UNA POZA TIPO III Y DEL GRAFICO SE TIENE

6) Longitud de la poza:	$Lp = 5 \cdot (d2 - d1)$ ó $Lp = 6 \cdot (d2 - d1) = 9.85$	$Lp = 10.00 \text{ m}$
7) En función de $d2$ y de $Y3$, "a" debe ser:	$a = 1.1 \cdot (d2 - Y3) = 1.97$	$a = 2.00 \text{ m}$

OK>>>> CUMPLE 42 < (43 + a)

PARAMETROS

B = Base de canal de entrada

F = Diferencia de energía entre la entrada y la salida después del salto

Q = Caudal que ingresa a la poza

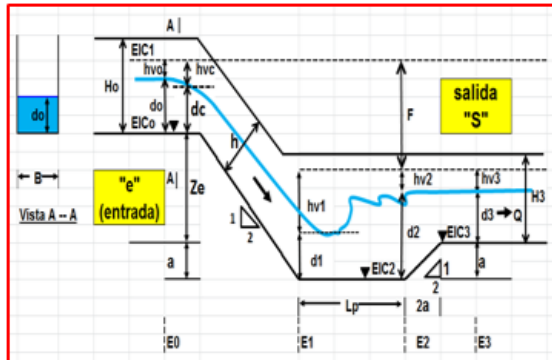
hv = Energía de velocidad $hv = (V^2/2g)$

Ze = Altura de caída efectiva = (EIC0 - EIC3)



Calculo de "d2" Y DE "d1" Usando tablas			
para (F / Dc) = 24.20831			
	F / Dc	d2/d1	d1/dc
	24.2000	28.3800	0.1340
-0.00831	24.3000	28.4600	0.1340
	-0.100	-0.080	0.000
	mit.	0.800	0.000
	24.2083	28.3867	0.1340

DISEÑO POZA DE DISIPACION N°06 (CANAL PROG. 2+530.00)



DATOS	E0	E3	U.M.
Q=	0.62	0.62	m ³ /seg
S=	0.0763	0.0645	m/m
B=	0.50	0.50	m.
z=	0.00	0.00	
V=	4.93	4.63	m/seg
do=	0.25	0.27	m
g=	9.81	9.81	m/s ²
hvo=	1.24	1.09	m
EIC0 =	3813.70	EIC3= 3796.97	m ² m
Ze =	(EIC0 - EIC3) = 16.73		m

1) DETERMINACIÓN DEL ANCHO DE LA POZA DE AMORTIGUACIÓN CONSIDERANDO EN LA RAPIDA UNA SECCIÓN RECTANGULAR DE BASE "Bp" ANCHO DE LA POZA "Bp" = $B_p = 18.78 \cdot Q^{1/2} / (10.11 + Q) = 1.37 \text{ m}$ Bp= 1.30 m	4) CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE LA POZA La Profundidad de la poza se determina mediante la relación: $a = 0,5 \cdot d_c$ sin embargo debe cumplirse también que $d_2 \leq (d_3 + a)$
2) CALCULO DEL CAUDAL UNITARIO EN SECCIÓN RECTANGULAR $q = Q/B = 1.232$	$a = 0.5 \cdot d_c = 0.2684$ RECALCULAR
3) CALCULO DE "Yc". SOLO EN SECCIÓN RECTANGULAR $d_c = Y_c = (q^2 / g)^{1/3} = 0.537$	5) CALCULO DE LA ALTURA CAJA CANAL EN TRAMO INCLINADO $h = Y_c + BI$ El borde libre "BI" se obtiene por USBR $BI = 0.15$ $h = 0.687$ Redond. h = 0.70 m
6) BALANCE DE ENERGIA "F", ENTRE LA SECCIÓN DE ENTRADA "E0" Y LA SECCIÓN DE SALIDA "E3" $E_0 = (EIC_0 + d_0 + h_v0) = 3815.189 \text{ m}$ $E_3 = (EIC_3 + d_3 + h_v3) = 3798.329 \text{ m}$ F = 16.860 m	

7) CALCULO DE LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS Y GEOMETRICAS DE LA POZA DE AMORTIGUACIÓN

1) Cálculo de la Relación F/d_c	$(F/d_c) = 31.406$ m/m
2) Con (F/d_c) y la tabla y determinamos: (d_2/d_1) y (d_1/d_c)	$(d_1/d_c) = 0.119$ $(d_2/d_1) = 33.994$
3) De los resultados anteriores determinamos d_1 y d_2	$d_1 = 0.064 \text{ m}$ $d_2 = 2.1717 \text{ m}$
4) La velocidad en la estación 1 ("V1"), se determina a partir "d1", "B" y "Q", mediante la formula $V_1 = Q / (B \cdot d_1)$:	$V_1 = 7.4172$
5) calculo de la relación: $g \cdot d_1 =$	$(g \cdot d_1)^{1/2} = 0.7917$
6) Cáculo del Número de Froude $NF = V_1 / (g \cdot d_1)^{1/2}$	$NF = 9.3693$

PARA EL N° DE FROUDE INDICADO CORRESPONDE UNA POZA TIPO III Y DEL GRAFICO SE TIENE

6) Longitud de la poza:	$L_p = 5 \cdot (d_2 - d_1)$ ó $L_p = 6 \cdot (d_2 - d_1) = 10.54$	$L_p = 10.50 \text{ m}$
7) En función de d_2 y de Y_3 , "a" debe ser:	$a = 1.1 (d_2 - Y_3) = 2.10$	$a = 2.00 \text{ m}$

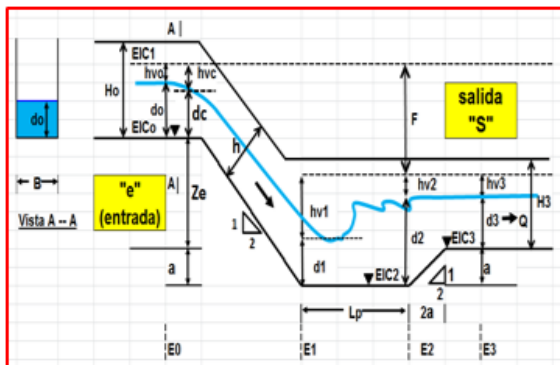
OK>>>> CUMPLE $d_2 < (d_3 + a)$

PARAMETROS

- B = Base de canal de entrada
- F = Diferencia de energía entre la entrada y la salida despues del salto
- Q = Caudal que ingresa a la poza
- h_v = Energía de velocidad $h_v = (V^2 / 2g)$
- Ze = Altura de caída efectiva = (EIC0 - EIC3)

Calculo de "d2" Y DE "d1" Usando tablas			
para $(F / D_c) = 31.40591$			
	F / D_c	d_2/d_1	d_1/d_c
	31.4000	33.9900	0.1190
-0.00591	31.5000	34.0600	0.1190
	-0.100	-0.070	0.000
	unit.	0.700	0.000
	31.4059	33.9941	0.1190

DISEÑO POZA DE DISIPACION N°07 (CANAL PROG. 2+760.00)



DATOS	E0	E3	U.M.
Q=	0.62	0.62	m ³ /seg
S=	0.0645	0.0576	m/m
B=	0.50	0.50	m.
z=	0.00	0.00	
V=	4.63	4.43	m/seg
do=	0.27	0.28	m
g=	9.81	9.81	m/s ²
hvo=	1.09	1.00	m
EIC0 =	3788.93	EIC3= 3777.55	m ² m
Ze =	(EIC0 - EIC3) =		11.38 m

<p>1) DETERMINACIÓN DEL ANCHO DE LA POZA DE AMORTIGUACIÓN CONSIDERANDO EN LA RAPIDA UNA SECCIÓN RECTANGULAR DE BASE "Bp"</p> <p>ANCHO DE LA POZA "Bp" =</p> $B_p = 18.78 \cdot Q^{1/2} / (10.11 + Q) = 1.37 \text{ m}$ <p style="text-align: right;">Bp= 1.30 m</p>	<p>4) CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE LA POZA</p> <p>La Profundidad de la poza se determina mediante la relación: a = 0,5 dc sin embargo debe cumplirse también que d2 ≤ (d3 + a)</p>				
<p>2) CALCULO DEL CAUDAL UNITARIO EN SECCIÓN RECTANGULAR</p> $q = Q/B = 1.232$	<p>a = 0.5 * dc = 0.2684 RECALCULAR</p>				
<p>3) CALCULO DE "Yc". SOLO EN SECCIÓN RECTANGULAR</p> <table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td>dc = Yc = (q²/g)^{1/3}</td> <td>q² = 1.5178</td> <td>(q²/g) = 0.1547</td> <td>Yc = 0.537</td> </tr> </table>	dc = Yc = (q ² /g) ^{1/3}	q ² = 1.5178	(q ² /g) = 0.1547	Yc = 0.537	<p>5) CALCULO DE LA ALTURA CAJA CANAL EN TRAMO INCLINADO</p> <p>h = Yc + BI El borde libre "BI" se obtiene por USBR</p> <p>BI = 0.15</p> <p>h = 0.687 Redond. h = 0.70 m</p>
dc = Yc = (q ² /g) ^{1/3}	q ² = 1.5178	(q ² /g) = 0.1547	Yc = 0.537		
<p>6) BALANCE DE ENERGIA "F", ENTRE LA SECCIÓN DE ENTRADA "E0" Y LA SECCIÓN DE SALIDA "E3"</p> <p>E0 = (EIC0 + do + hvo) = 3790.289 m E3 = (EIC3 + d3 + hv3) = 3778.831 m F = 11.457 m</p>					

7) CALCULO DE LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS Y GEOMETRICAS DE LA POZA DE AMORTIGUACIÓN

1) Cálculo de la Relación F/dc	(F/dc) = 21.342 m/m
2) Con (F/dc) y la tabla y determinamos: (d2/d1) y (d1/dc)	(d1/dc) = 0.142 (d2/d1) = 26.034
3) De los resultados anteriores determinamos d1 y d2	d1 = 0.076 m. d2 = 1.9787 m.
4) La velocidad en la estación 1 ("V1"), se determina a partir "d1", "B" y "Q", mediante la formula V1 = Q / (B * d1):	V1 = 6.2342
5) calculo de la relación: g*d1 =	(g*d1) ^{1/2} = 0.8635
6) Cáculo del Número de Froude (NF = V1 / (g*d1) ^{1/2}	NF = 7.2197

PARA EL N° DE FROUDE INDICADO CORRESPONDE UNA POZA TIPO III Y DEL GRAFICO SE TIENE

6) Longitud de la poza:	Lp = 5 * (d2 - d1) = 9.51	Lp = 9.50 m.
7) En función de d2 y de Y3, "a" debe ser:	a = 1.1 (d2 - Y3) = 1.87	a = 1.80 m.

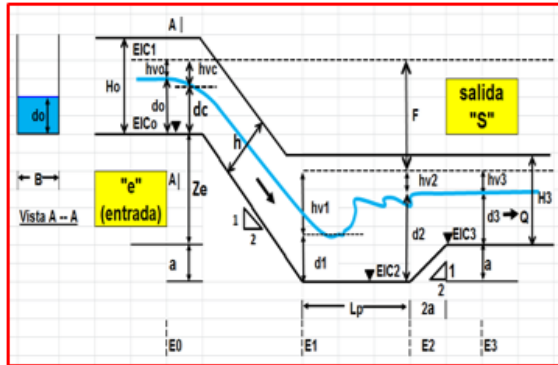
OK>>>> CUMPLE 42 < (43 + a)

PARAMETROS

- B = Base de canal de entrada
- F = Diferencia de energía entre la entrada y la salida despues del salto
- Q = Caudal que ingresa a la poza
- hv = Energía de velocidad hv = (V²/2g)
- Ze = Altura de caída efectiva = (EIC0 - EIC3)

Calculo de "d2" Y DE "d1" Usando tablas			
para (F / Dc) = 21.34192			
F / Dc	d2/d1	d1/dc	
21.3000	26.0000	0.1420	
-0.04192	21.4000	26.0800	0.1410
	-0.100	-0.080	0.001
	wait.	0.800	-0.010
	21.3419	26.0335	0.1416

DISEÑO POZA DE DISIPACION N°08 (CANAL PROG. 3+020.00)



DATOS	E0	E3	U.M.
Q=	0.62	0.62	m ³ /seg
S=	0.0576	0.0122	m/m
B=	0.50	0.50	m.
z=	0.00	0.50	
V=	4.43	2.57	m/seg
do=	0.28	0.35	m
g=	9.81	9.81	m/s ²
hvo=	1.00	0.34	m
EIC0 =	3769.72	EIC3= 3761.36	msam
Ze =	(EIC0 - EIC3) = 8.36		m

1) DETERMINACIÓN DEL ANCHO DE LA POZA DE AMORTIGUACIÓN CONSIDERANDO EN LA RAPIDA UNA SECCIÓN RECTANGULAR DE BASE "Bp" ANCHO DE LA POZA "Bp" = $B_p = 18.78 \cdot Q^{1/2} / (10.11 + Q) = 1.37 \text{ m}$ Bp = 1.30 m	4) CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE LA POZA La Profundidad de la poza se determina mediante la relación: $a = 0.5 \cdot d_c$ sin embargo debe cumplirse también que $d_2 \leq (d_3 + a)$
2) CALCULO DEL CAUDAL UNITARIO EN SECCIÓN RECTANGULAR $q = Q/B = 1.232$	$a = 0.5 \cdot d_c = 0.2684$ RECALCULAR
3) CALCULO DE "Yc". SOLO EN SECCIÓN RECTANGULAR $d_c = Y_c = (q^2 / g)^{1/3}$ $q^2 = 1.518$ $(q^2 / g) = 0.1547$ Yc = 0.537	5) CALCULO DE LA ALTURA CAJA CANAL EN TRAMO INCLINADO $h = Y_c + BI$ El borde libre "BI" se obtiene por USBR $BI = 0.15$ $h = 0.687$ Redond. h = 0.70 m
6) BALANCE DE ENERGÍA "F", ENTRE LA SECCIÓN DE ENTRADA "E0" Y LA SECCIÓN DE SALIDA "E3" $F = E_0 - E_3$ $E_0 = (EIC_0 + d_0 + hv_0) = 3771.001 \text{ m}$ $E_3 = (EIC_3 + d_3 + hv_3) = 3762.051 \text{ m}$ F = 8.950 m	

7) CALCULO DE LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS Y GEOMETRICAS DE LA POZA DE AMORTIGUACIÓN

1) Cálculo de la Relación F/d_c **(F/dc) = 16.672** m/m

2) Con (F/dc) y la tabla y determinamos: (d2/d1) y (d1/dc)

(d1/dc) = 0.158	(d2/d1) = 22.028
d1 = 0.085 m.	d2 = 1.8684 m.

3) De los resultados anteriores determinamos d1 y d2

4) La velocidad en la estación 1 ("V1"), se determina a partir "d1", "B" y "Q", mediante la formula $V_1 = Q / (B \cdot d_1)$:

V1 = 5.5864	$(g \cdot d_1)^{1/2} = 0.9122$
$g \cdot d_1 = 0.8321$	
NF = 6.1241	

5) calculo de la relación: $g \cdot d_1 =$ $NF = V_1 / (g \cdot d_1)^{1/2}$

6) Cálculo del Número de Froude

PARA EL N° DE FROUDE INDICADO CORRESPONDE UNA POZA TIPO III Y DEL GRAFICO SE TIENE

6) Longitud de la poza: $L_p = 5 \cdot (d_2 - d_1)$ ó $L_p = 6 \cdot (d_2 - d_1) = 8.92$	Lp = 9.00 m.
7) En función de d2 y de Y3, "a" debe ser: $a = 1.1 (d_2 - Y_3) = 1.67$	a = 1.70 m.

OK >>> CUMPLE 42 < (43 + a)

PARAMETROS

- B = Base de canal de entrada
- F = Diferencia de energía entre la entrada y la salida después del salto
- Q = Caudal que ingresa a la poza
- hv = Energía de velocidad $h_v = (V^2 / 2g)$
- Ze = Altura de caída efectiva = (EIC0 - EIC3)

Calculo de "d2" Y DE "d1" Usando tablas			
para (F / Dc) = 16.67198			
	F / Dc	d2/d1	d1/dc
-0.07198	16.6000	21.3700	0.1580
	16.7000	22.0500	0.1580
	-0.100	-0.080	0.000
	unit.	0.800	0.000
	16.6720	22.0276	0.1580

F/dc	0		1		2		3		4		5		6		7		8		9	
	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc
0	1.00	1.000	2.07	0.680	2.48	0.614	2.81	0.572	3.09	0.541	3.35	0.516	3.60	0.494	3.82	0.4770	4.04	0.461	4.24	0.448
1	4.44	0.436	4.64	0.425	4.82	0.415	5.00	0.405	5.18	0.397	5.36	0.389	5.53	0.381	5.69	0.375	5.86	0.368	6.02	0.362
2	6.18	0.356	6.33	0.351	6.49	0.345	6.64	0.340	6.79	0.336	6.94	0.331	7.09	0.327	7.23	0.323	7.38	0.319	7.52	0.315
3	7.66	0.311	7.80	0.308	7.94	0.304	8.07	0.301	8.21	0.298	8.34	0.295	8.48	0.292	8.61	0.289	8.74	0.286	8.87	0.284
4	9.00	0.281	9.13	0.278	9.26	0.276	9.39	0.274	9.51	0.271	9.64	0.269	9.76	0.267	9.89	0.265	10.01	0.263	10.13	0.261
5	10.25	0.259	10.38	0.257	10.50	0.255	10.62	0.253	10.73	0.251	10.85	0.250	10.97	0.248	11.09	0.246	11.21	0.244	11.32	0.243
6	11.44	0.241	11.55	0.240	11.67	0.238	11.79	0.237	11.90	0.235	12.01	0.234	12.12	0.233	12.24	0.231	12.35	0.230	12.46	0.228
7	12.57	0.227	12.60	0.226	12.79	0.225	12.90	0.223	13.01	0.222	13.12	0.221	13.23	0.220	13.34	0.219	13.45	0.218	13.56	0.216
8	13.66	0.215	13.77	0.214	13.88	0.213	13.98	0.212	14.09	0.211	14.19	0.210	14.30	0.209	14.41	0.208	14.51	0.207	14.61	0.206
9	14.72	0.205	14.82	0.204	14.93	0.203	15.03	0.202	15.13	0.202	15.23	0.201	15.34	0.200	15.44	0.199	15.54	0.198	15.64	0.197
10	15.74	0.197	15.84	0.196	15.95	0.195	16.05	0.194	16.15	0.193	16.25	0.193	16.35	0.192	16.45	0.191	16.54	0.191	16.64	0.190
11	16.74	0.189	16.84	0.188	16.94	0.187	17.04	0.187	17.13	0.186	17.23	0.185	17.33	0.185	17.43	0.184	17.52	0.183	17.62	0.183
12	17.72	0.182	17.81	0.181	17.91	0.181	18.01	0.180	18.10	0.180	18.20	0.179	18.29	0.178	18.39	0.178	18.48	0.177	18.58	0.176
13	18.67	0.176	18.77	0.175	18.86	0.175	18.95	0.174	19.05	0.174	19.14	0.173	19.24	0.173	19.33	0.172	19.42	0.171	19.52	0.171
14	19.61	0.170	19.70	0.170	19.79	0.169	19.89	0.169	19.98	0.168	20.07	0.168	20.16	0.168	20.25	0.167	21.34	0.166	20.44	0.166
15	20.53	0.165	20.62	0.165	20.71	0.164	20.80	0.164	20.89	0.164	20.98	0.163	21.07	0.163	21.16	0.162	21.25	0.162	21.34	0.161
16	21.43	0.161	21.52	0.160	21.61	0.160	21.70	0.160	21.79	0.159	21.88	0.159	21.97	0.158	22.05	0.158	22.14	0.157	22.23	0.157
17	22.32	0.157	22.41	0.156	22.50	0.156	22.58	0.155	22.67	0.155	22.76	0.155	22.85	0.154	22.93	0.154	23.02	0.154	23.11	0.153
18	23.19	0.153	23.28	0.152	23.37	0.152	23.45	0.152	23.54	0.151	23.63	0.151	23.71	0.151	23.80	0.150	23.89	0.150	23.97	0.150
19	24.06	0.149	24.14	0.149	24.23	0.148	24.31	0.148	24.40	0.148	24.49	0.147	24.57	0.147	24.66	0.147	24.74	0.146	24.83	0.146
20	24.91	0.146	24.99	0.145	25.08	0.145	25.16	0.145	25.25	0.145	25.33	0.144	25.42	0.144	25.50	0.144	25.58	0.143	25.67	0.143
21	25.75	0.143	25.83	0.142	25.92	0.142	26.00	0.142	26.08	0.141	26.17	0.141	26.25	0.141	26.33	0.141	26.42	0.140	26.50	0.140
22	26.58	0.140	26.66	0.139	26.75	0.139	26.83	0.139	26.91	0.139	26.99	0.139	27.08	0.138	27.16	0.138	27.24	0.138	27.32	0.137
23	27.40	0.137	27.48	0.137	27.57	0.136	27.65	0.136	27.73	0.136	27.81	0.136	27.89	0.135	27.97	0.135	28.05	0.135	28.13	0.135
24	28.22	0.134	28.30	0.134	28.38	0.134	28.46	0.134	28.54	0.133	28.62	0.133	28.70	0.133	28.78	0.133	28.86	0.132	28.94	0.132
25	29.02	0.132	29.10	0.132	29.18	0.131	29.26	0.131	29.34	0.131	29.42	0.131	29.50	0.131	29.58	0.130	29.66	0.130	29.74	0.130
26	29.82	0.130	29.89	0.129	29.97	0.129	30.05	0.129	30.13	0.129	30.21	0.128	30.29	0.128	30.37	0.128	30.45	0.128	30.52	0.128
27	30.60	0.127	30.68	0.127	30.76	0.127	30.84	0.127	30.92	0.127	31.00	0.126	31.07	0.126	31.15	0.126	31.23	0.126	31.31	0.126
28	31.38	0.125	31.46	0.125	31.54	0.125	31.62	0.125	31.69	0.125	31.77	0.124	31.85	0.124	31.93	0.124	32.00	0.124	32.08	0.124
29	32.16	0.123	32.23	0.123	32.31	0.123	32.39	0.123	32.46	0.123	32.54	0.122	32.62	0.122	32.69	0.122	32.77	0.122	32.85	0.122
30	32.92	0.121	33.00	0.121	33.08	0.121	33.15	0.121	33.23	0.121	33.31	0.121	33.38	0.120	33.46	0.120	33.53	0.120	33.61	0.120
31	33.68	0.120	33.76	0.119	33.84	0.119	33.91	0.119	33.99	0.119	34.06	0.119	34.14	0.119	34.21	0.118	34.29	0.118	34.36	0.118
32	34.44	0.118	34.51	0.118	34.59	0.118	34.66	0.117	34.74	0.117	34.81	0.117	34.89	0.117	34.96	0.117	35.04	0.117	35.11	0.116
33	35.19	0.116	35.26	0.116	35.34	0.116	35.41	0.116	35.49	0.116	35.56	0.115	35.63	0.115	35.71	0.115	35.78	0.115	35.86	0.115
34	35.93	0.115	36.00	0.115	36.08	0.114	36.15	0.114	36.23	0.114	36.30	0.114	36.37	0.114	36.45	0.114	36.52	0.113	36.59	0.113
35	36.67	0.113	36.74	0.113	36.81	0.113	36.89	0.113	36.96	0.112	37.03	0.112	37.11	0.112	37.18	0.112	37.25	0.112	37.33	0.112
36	37.40	0.112	37.47	0.112	37.55	0.111	37.62	0.111	37.69	0.111	37.76	0.111	37.84	0.111	37.91	0.111	37.98	0.111	38.05	0.110
37	38.13	0.110	38.20	0.110	38.27	0.110	38.34	0.110	38.42	0.110	38.49	0.110	38.56	0.110	38.63	0.110	38.70	0.109	38.78	0.109
38	38.85	0.109	38.92	0.109	38.99	0.109	39.06	0.109	39.14	0.108	39.21	0.108	39.28	0.108	39.35	0.108	39.42	0.108	39.49	0.108
39	39.56	0.108	39.64	0.107	39.71	0.107	39.78	0.107	39.85	0.107	39.92	0.107	39.99	0.107	40.06	0.107	40.14	0.107	40.21	0.106
40	40.28	0.106	40.35	0.106	40.42	0.106	40.49	0.106	40.56	0.106	40.63	0.106	40.70	0.106	40.77	0.105	40.84	0.105	40.91	0.105

4.9.5. DISEÑO DEL DESARENADOR

DATOS:

Caudal de conducción (Q)	616.00 l/s
Altura del canal de ingreso (h)	0.50 m
Tirante del agua en el canal de ingreso(Y)	0.18 m
Ancho de sección del canal de ingreso (b)	0.50 m
Angulo de divergencia de transición (β)	12.50 °
Velocidad longitudinal en el desarenador (V)	0.20 m/s
Diámetro mín. de las partículas a decantar (ϕ)	0.30 mm
Ancho desarenador en relación altura de agua B =	2 H
Coefficiente de seguridad (C)	1.5

CALCULOS

La altura de aguas (H) en el desarenador depende de la velocidad (V), el caudal (Q) y el ancho (B) del desarenador; luego usando la ecuación de continuidad $Q = V \cdot B \cdot H$, se tiene $H =$

1.24 m

Luego, el ancho del desarenador resulta $B =$

2.50 m

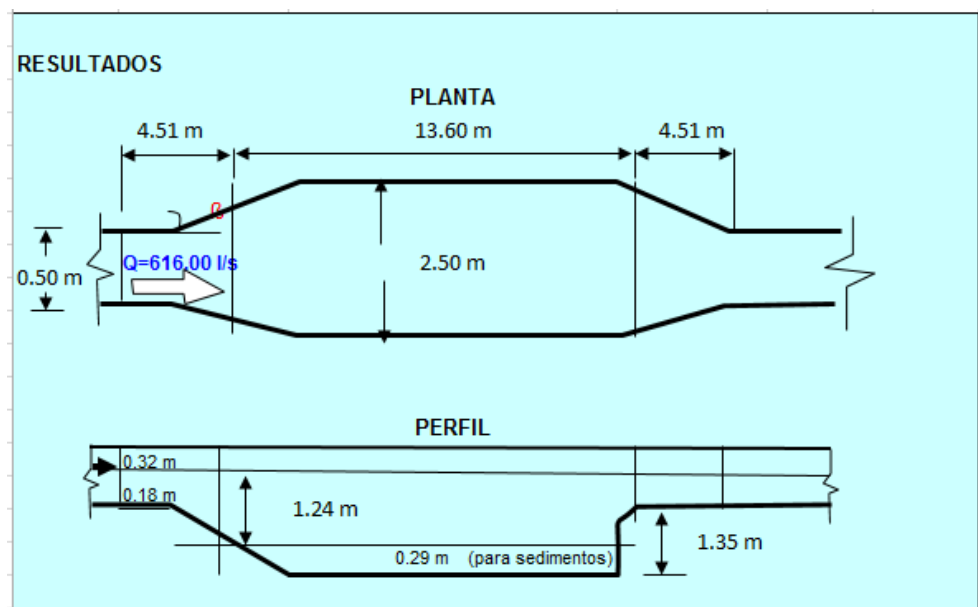
La velocidad de decantación para el diámetro de la partícula definida según el dato experimental de Arkhangeiski es $W =$

3.240cm/s

Según la ecuación de Stokes y tomando la expresión de Sokolov para el componente normal de turbulencia $u = 1.52 W$, resulta la ecuación siguiente para la longitud del desarenador (L)

$$L = 1.18 \cdot C \cdot h \cdot V / W =$$

13.60 m



4.10. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

La ejecución del proyecto planteado no producirá efectos negativos que alteren o modifiquen el medio ambiente de la localidad, por las razones siguientes:

- La Dotación del Recurso Hídrico para incrementar la producción agrícola en la Localidad de Pasambara.
- La obra se ejecutará de acuerdo a los criterios técnicos establecidos en el correspondiente Reglamento de Nacional de Edificaciones y Normas establecidas por el Ministerio de Salud.
- El transporte y almacenamiento de los materiales de construcción, no afectará el tránsito peatonal y urbano de la ciudad por cuanto se dispone de los accesos y áreas o para su almacenamiento y utilización adecuada durante el proceso constructivo.
- El espacio aéreo local no se verá afectado por emisiones de gases, por cuanto no se utilizarán aditivos tóxicos durante el manipuleo de los materiales a emplearse en la ejecución del proyecto.
- Durante la ejecución del proyecto, no se utilizarán áreas con materiales de préstamo que pongan en riesgo la estabilidad y seguridad de la nueva infraestructura por no ser visible.
- No se la apertura nuevos caminos de herradura para el transporte de material de canteras, para la construcción de las obras de concreto por la existencia de accesibilidad adecuada; por tanto no se ejecutarán actividades orientadas a la tala de árboles o bosques que alteren el entorno ambiental de la localidad.

4.10.1. Plan de Gestión Ambiental.

En vista de que los impactos ambientales positivos indican la viabilidad del Proyecto aplicando las medidas de mitigación para los impactos ambientales negativos y debidos a que el Proyecto constituirá un factor de desarrollo local y en consecuencia, corresponde proponer un Plan de Gestión Ambiental del Proyecto: es importante precisar que una adecuada gestión y manejo ambiental de las obras de construcción requiere de un Plan de Manejo Ambiental.

4.10.2. Concepción de la gestión ambiental

Los principios fundamentales para la gestión ambiental del proyecto son:

- La toma de decisiones sostenidas al más alto nivel y la capacitación ambiental en todos los niveles de la población respecto al saneamiento de la ciudad.
- El ordenamiento y manejo ambiental en forma integral y sostenida.
- La sustentabilidad ecológica y la sostenibilidad económica rentable y permanente, haciendo de los servicios básicos un factor de beneficio sanitario local eficiente.
- La aplicación de tecnologías limpias y procedimientos técnicos seguros y con control de calidad.
- El reciclaje y reusó de residuos; así como la restauración ecológica de ambientes intervenidos.

4.10.3. Objetivos del plan de gestión ambiental

- Insertar el Proyecto en el desarrollo local, ambientalmente sustentado.

- Garantizar la conducción existente del sistema de los servicios básicos.
- Ordenar las actividades de manejo ambiental en todas sus etapas acorde con la ecología y las leyes vigentes.
- Evitar costos ecológicos y económicos innecesarios.
- Insertar el control de calidad en todos los procesos y actividades.

4.10.4. Bases técnicas para la gestión ambiental

- El diagnóstico ambiental integrado.
- Las medidas de mitigación de los impactos negativos.
- Las normas ambientales vigentes y las normas de saneamiento vigentes.
- El financiamiento de las acciones ambientales.

4.10.5. Medidas de mitigación

Las acciones de gestión ambiental comprende el conjunto de medidas de mitigación y/o corrección para cada impacto ambiental identificado, principalmente en la etapa de Ejecución del Proyecto, que se muestra en el cuadro siguiente:

**Cuadro IV-19: IMPACTOS AMBIENTALES Y SUS MEDIDAS DE MITIGACIÓN
Y/O CORRECCIÓN**

PRINCIPALES IMPACTOS AMBIENTALES	MEDIDAS DE MITIGACIÓN Y/O CORRECCION
ETAPA PREVIA	
Preocupación en la población	Coordinación y Comunicación a la población
ETAPA CONSTRUCCION	
Erosión, alteración de la estructura del suelo	<p>Se deberá controlar el material que se extrae de la zanja para los canales y obras de arte</p> <p>Se almacenará la tierra en lugares estables, protegiéndola de la erosión eólica e hídrica, con cubiertas y humectación.</p>
Emisión de ruidos, polvos, olores y gases debido al movimiento de tierras y la maquinaria.	<p>Funcionamiento eficiente de la maquinaria con silenciadores y filtros.</p> <p>Se deberá humedecer el suelo, con agua o con la aplicación de un producto químico para sofocar el polvo, donde se van a realizar las obras y mantener húmeda la tierra extraída hasta su reposición y restaurar el área. Realizar el trabajo en el menor tiempo posible.</p>
Contaminación de suelos por residuos de la Obra (cemento, arena, bolsas, etc.)	Se deberá controlar estrictamente la contaminación estableciendo sistemas de recojo, limpieza, tratamiento y disposición final en rellenos sanitarios o medios de reusó de residuos.
Riesgos de accidentes	La institución ejecutora deberá entregar folletos sobre los posibles riesgos de accidentes a los trabajadores, teniendo en cuenta el reglamento de seguridad e higiene.
Alteración del tráfico	Se deberá desviar y señalizar las vías por donde pueden circular

vehicular	los vehículos en las trochas por donde pasará el emisor.
Molestias a los vecinos por ruidos.	Los trabajos se ejecutarán eminentemente en la zona rural
ETAPA DE FUNCIONAMIENTO	
Suministro y mantenimiento de los servicios de agua potable y alcantarillado.	Se deberá controlar el abastecimiento de agua potable a la población con aceptables condiciones de salud, de igual forma las aguas servidas.
ETAPA DE ABANDONO	
Acumulación de desmontes.	Realizar la nivelación morfológica de los rellenos de materiales.

4.10.6. Plan de Contingencias

Estará orientado a prevenir y asistir los accidentes de personas durante la construcción y operación de las obras, así como, a controlar la afectación de los sistemas durante la caída de huaycos y lluvias fuertes.

Además, comprende el establecimiento de un sistema de alerta, comunicación y asistencia en los ejes de las obras y las redes administrativas (defensa civil, bomberos, etc.), equipamiento para el rescate, asistencia y recuperación de daños causados y entrenamiento permanente para los casos de accidentes.

Estas medidas de prevención deben ser adoptadas por el contratista, este gasto estará dentro de los respectivos gastos generales de la obra.

CAPITULO V: CONCLUSIONES

5.1. CONCLUSIONES:

Las conclusiones a la que se ha llegado en la presente tesis para el mejoramiento de la infraestructura de riego de Pasambnara es:

- Por el estudio topográfico
 - Para la elaboración del plano se generó una nube de puntos, que es la posición verdadera que tienen todos y cada uno de los puntos tomados en campo, a partir del archivo de texto obtenido en el procesamiento de coordenadas, resultando un una topografía accidentada y ondulada, como se muestra en los planos.

- Por el estudio de mecánica de suelos se concluye:
 - En la zona de captación a 0.10m de profundidad se tiene un estrato compuesto por: Gravas arcillosas - limosas de baja plasticidad, material que retiene el 38.54% de gravas, 36.28% de arenas y el 25.18% de material que pasa la malla N° 200. Material de color marrón claro con piedras de granito gris, clasificado en el sistema "SUCS", como un suelo "GC-GM" y de acuerdo a la clasificación "AASHTO", como un suelo "A-2-4 (0)". Con una humedad natural de 35.08% y a 1-50m se encuentra roca firme, roca de tipo granito.

En la zona de ubicación del desarenador a 0.30 m. de profundidad se encuentra arenas limosas de baja plasticidad, material que retiene el 16.62% de gravas, 35.02% de arenas y el 48.36% de

material que pasa la malla N°00. Material de color marrón claro con piedras de granito, clasificado en el sistema "SUCS", como un suelo "SM" y de acuerdo a la clasificación "AASHTO", como un suelo "A-4 (2)". Con una humedad natural de 38.97%. Y a una profundidad de 1.50 m. Roca Firme, roca de tipo granito.

Por los estudios de la demanda de agua de los cultivos y área a irrigar se tienen:

- El área de riego en el sector menor de riego de Pasambara es de 435 hectáreas.
- Lo tipos de cultivo tradicionales son: papa, maíz, trigo, cebada, hortalizas.
- De acuerdo información técnica proporcionada por la junta de regantes de Pasambara, el Balance hidrológico: el plan de Cultivo y riego necesitan un caudal de demanda que debe llegar al área de riego es de 0.443 m³/s.
- El caudal de diseño del canal y obras de arte se calculó considerando dos criterios considerando: pérdidas de captación y conducción estimada en 38%, con un caudal de 0.604 m³/s y considerando cedula de cultivo y eficiencia de riego 0.616 m³/s, se asumió el mayor.

Por el estudio hidrológico

Debido a la falta de información hidrometeorológica en el río Pasambara que justifiquen el diseño hidráulico de las estructuras proyectadas, se consideró dos métodos de cálculo empíricos en base a observaciones y parámetros determinados de acuerdo a las características geomorfológicas y de cobertura vegetal de la zona donde se ubica el proyecto:

- a. Método de la sección y la pendiente
- b. Método de la velocidad y área

Los caudales determinados son:

$Q_{\min} = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_{\max} = 214.14 \text{ m}^3/\text{s}$.

➤ Para el diseño de la bocatoma se tiene:

- Captación de Quebrada.
- La bocatoma se ha diseñado para un caudal máximo en el río de $214.14 \text{ m}^3/\text{s}$ y con un caudal de derivación o captación de $Q_d = 0.616 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Esta estructura está formado por barraje mixto de longitud de 30m: un barraje de concreto tipo Greager y una compuerta metálica de $1.00 \times 1.30 \text{ m}$, con altura de barraje de 1.30m y muros de encauzamiento de 4.10m de altura.
- Ingresa el agua por una rejilla paralela a la corriente del agua de $0.50 \times 0.80 \text{ m}$ con umbral de 0.30m. hacia un canal de limpia y luego al desarenador.
- Tiene un dissipador o colchón amortiguador de 8.00m de longitud
- Por la topografía en esta zona se determina una pendiente del río de 0.082.

➤ El desarenador tiene las siguientes características:

- Se ha proyectado esta obra de arte comprendido por un canal de entrada de $L = 1.50 \text{ m}$., $b = 0.50 \text{ m}$., $H = 0.60 \text{ m}$., el desarenador tiene una transición de entrada de 4.51m. una nave de

13.60m., con espesor de muros de 0.15 m., Para la evacuación de los sedimentos depositados en el desarenador será por intermedio de un canal de limpia de 1.00 m., y controlados por una compuerta metálica tipo oruga de 0.20 m. x 0.49 m. H=0.80 m., espesor de muros de 0.15 m., el sistema continua a través de una transición de salida de 4.51m. de largo $b=0.0.50m.$, $H=0.50$ m., que llega al Canal de Derivación cuyas dimensiones interiores son 0.50 x 0.50 m.

➤ Canal de Derivación:

- Está formado por canal rectangular de sección de 0.50x0.50m de una longitud de 1619.14 ml, canal de sección rectangular de 0.60x0.50m de 1117.07 ml, canal de sección trapezoidal de 0.50x0.50m de 402.50ml, pozas disipadoras con una longitud total de 157.29ml, haciendo un total de 3296 ml de estructuras de conducción. A lo largo del canal se considera tomas laterales para la correcta distribución del riego en el área beneficiaria.
- Se realizó el estudio de impacto ambiental siendo muy favorable para la zona, donde la bocatoma no alterara el flujo del agua del rio y se determinó medidas de contingencia verificación de la fuente de origen del posible contaminante y tomar medidas de corrección adecuadas.

CAPITULO VI: RECOMENDACIONES

Las recomendaciones a considerar para este proyecto son:

- Se recomienda que en el caso de no tener información hidrométrica (caudales) es necesario realizar in situ el aforo correspondiente.
- Antes de cualquier trabajo de campo es necesario coordinar con los pobladores y autoridades para realizar el trazo definitivo y ganarse la confianza para ingresar a la zona de estudio.
- Aplicar las normas de diseño hidráulico requeridos para el proyecto.
- Aplicar procedimientos de diseño mediante hojas de cálculo o programas según se requiera.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Para este proyecto se ha considerado la consulta de la siguiente información bibliográfica:

- ✓ BUREAU OF RECKLAMATION, Diseño de Pequeñas Presas 6ta Edición-91.
- ✓ CONDE R., Domingo. Método y Cálculo Topográfico. 3ª edición, Lima - Perú 1989, Editora Lugo.
- ✓ GARCÍA RICO ELMER, Manual de Diseño Hidráulico de Canales y obras de arte 1ra Edición Perú, Concejo Nacional de Ciencia y Tecnología. (CONCYTEC), 1987,287. P.
- ✓ H. FLENCH RICHARD, Hidráulica De Canales Abiertos México
- ✓ INFORMACIÓN TECNICA, SENAMHI.
- ✓ JUÁREZ BADILLO, EULALIO Y RICO RODRÍGUEZ, ALFONSO, Teoría Y Aplicaciones De La Mecánica De Suelos, tomo i y ii, 3a edición México. ed. Limusa. s.a. 1984.
- ✓ KROCHIN SVIATOSLAY (2004). Diseño Hidráulico
- ✓ L. SIMON ANDREW, Hidráulica Practica MÉXICO – 96.
- ✓ ROCHA FELICES, ARTURO (2003). La Bocatoma, Estructura Clave En Un Proyecto De Aprovechamiento Hidráulico. PERÚ: LIMA.
- ✓ ROSELL CALDERÓN, CÉSAR ARTURO (1993). Irrigación. Perú: Lima.
- ✓ TORRES HERRERA, Obras Hidráulicas, Editorial Noriega, México – 94.
- ✓ TRUEBA CORONEL, Diseño de Obras Hidráulicas 3ra Edición – 97.
- ✓ VE TE CHOW. Hidráulica De Canales Abiertos. 4a Edición México, Edición Diana.
- ✓ VILLON BEJAR, MÁXIMO. Hidráulica De Canales. 1a Ed. Costa Rica, Ed. Tecnológica De Costa Rica.
- ✓ INFORMACIÓN DEL INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA INEI E INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA AL RESPECTO.
- ✓ NORMA E-020, suelos y cimentaciones.

ANEXOS